

TECHNISCHE UNIVERSITÄT MÜNCHEN
Lehrstuhl für Massivbau

**Zur Anwendung von Verbunddübelleisten in schlanken
Verbundträgern aus ultrahochfestem Beton**

Thomas Lechner

Vollständiger Abdruck der von der Ingenieurfacultät Bau Geo Umwelt der
Technischen Universität München zur Erlangung des akademischen Grades eines

Doktor-Ingenieurs

genehmigten Dissertation.

Vorsitzender:

Prof. Dr.-Ing. Stefan Winter

Prüfer der Dissertation:

1. Prof. Dr.-Ing. Oliver Fischer
2. Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell
3. Prof. Dr.-Ing. Martin Mensinger

Die Dissertation wurde am 12.12.2017 bei der Technischen Universität München
eingereicht und durch die Ingenieurfacultät Bau Geo Umwelt am 27.04.2018 ange-
nommen.

Kurzfassung

Ultrahochfester Beton (UHPC) kommt mittlerweile immer häufiger im Bauwesen zum Einsatz. Durch die aktuelle Entwicklung der internationalen Richtlinien und Normen ist zu erwarten, dass sich dieser Trend fortsetzt und in der Zukunft verstärkt auch Verbundkonstruktionen mit ultrahochfestem Beton realisiert werden. Dabei werden dann in der Regel kontinuierliche Verbundmittel, wie z.B. die Verbunddübelleisten, zum Einsatz kommen, da sich diese aufgrund der speziellen Ausnehmungsgeometrie und der daraus resultierenden hohen Duktilität besonders gut für die Anwendung in UHPC eignen.

Eine interessante Alternative zu den klassischen Verbundträgern stellen die Verbundträger mit einer sogenannten externen Bewehrung dar. Bei diesen wird der Beton nicht mehr nur im Druckbereich angeordnet, sondern übernimmt durch einen Betonsteg auch den Querkraftabtrag. Der Baustahl wirkt dann als reines Zugglied wie eine extern liegende Bewehrung, die über Verbundmittel schubfest mit dem Beton verbunden ist. Die Verwendung von UHPC führt bei solchen Querschnitten zu einer deutlichen Reduktion des Eigengewichts sowie zu einer verbesserten Dauerhaftigkeit. Hierbei binden die Verbunddübelleisten in extrem dünne UHPC-Stege ein. Auf diese Weise ergeben sich filigrane und gleichzeitig hochtragfähige Verbundträger, für die bisher jedoch keine Anwendungsregeln vorliegen.

Ziel der vorliegenden Arbeit ist es, die erforderlichen Konstruktionsprinzipien und Bemessungsregeln zur Anwendung der Verbunddübelleisten in schlanken Verbundträgern aus ultrahochfestem Beton mit externer Bewehrung zu entwickeln. Hierzu wird zunächst der Stand der Kenntnisse zum ultrahochfesten Beton, zu Verbunddübelleisten und zu Verbundträgern mit externer Bewehrung beschrieben. Anhand von experimentellen und numerischen Untersuchungen an Push-Out Körpern erfolgt dann die systematische Untersuchung des Trag- und Verformungsverhalten von Verbunddübelleisten in UHPC mit geringer seitlicher Betondeckung. Hierdurch werden die möglichen Versagensarten sowie die zugehörigen Einflussparameter ermittelt und ein Vergleich mit dem Tragverhalten in Normalbeton ermöglicht. Auf dieser Basis werden die beobachteten Versagensmechanismen analysiert, Ingenieurmodelle zur Beschreibung der Tragfähigkeit entwickelt und zugehörige Anwendungsgrenzen definiert. Mit Hilfe einer statistischen Auswertung erfolgt schließlich die Überführung der Ingenieurmodelle in Bemessungsmodelle.

Im Anschluss werden die Ergebnisse der experimentellen und numerischen Untersuchungen an schlanken Verbundträgern aus UHPC vorgestellt. Diese Untersuchungen ermöglichen die Entwicklung von Bemessungsansätzen zur Beschreibung der Biege- und Querkrafttragfähigkeit der extern bewehrten Träger. Gleichzeitig kann die Schubtragfähigkeit der Verbunddübelleisten unter Berücksichtigung der Rissbildung in den UHPC-Stege, also der Interaktion aus der lokalen Beanspruchung der Verbundfuge mit der globalen Biegebelastung des Verbundträgers, überprüft werden. Da die externe Bewehrung praktisch keine eigene Momententragfähigkeit besitzt, werden außerdem die zur Gewährleistung der Momentendeckung notwendigen Konstruktions- und Bemessungsregeln erarbeitet. Im Zuge eines Anwendungsbeispiels werden abschließend alle Anwendungsregeln noch einmal übersichtlich zusammengestellt und die vollständige Beispielbemessung eines Verbundträgers durchgeführt.

Abstract

Ultra-High Performance Concrete (UHPC) is being used more and more frequently in the construction of various structural members. Thanks to the current state of development of international standards and guidelines on UHPC, it is expected that this trend will continue, in particular toward the future use of UHPC for more composite members. Due to the special shape of composite dowels, these continuous shear connectors exhibit very good ductility when they are tested in combination with UHPC, and are therefore particularly suitable for applications in such composite members.

Composite beams with so-called external reinforcement represent an interesting alternative to typical composite beams, where the concrete is arranged in the compression zone only. In contrast, beams with external reinforcement are characterized by an additional concrete web and therefore the steel is reduced to a single flange on the underside of the concrete section that acts purely as a tension member. The longitudinal shear is still carried by shear connectors. The use of UHPC for such beams leads to a significant reduction in the outer dimensions as well as the dead-weight, and also to increased durability. Composite dowels are placed in the thin UHPC web with very low concrete cover. As a result, light-weight and slender composite beams with high load-bearing capacity are possible. However, design and construction guidelines for these kinds of beams do not currently exist.

The objective of this thesis is to develop the necessary design and construction guidelines for the application of composite dowels in slender composite beams with thin UHPC webs. A summary of the state-of-the-art regarding UHPC, composite dowels and composite beams with external reinforcement is provided. Through the use of experimental and numerical investigations on push-out specimens, the load-bearing behaviour of composite dowels in thin UHPC webs with very low concrete cover is analysed. The observation of possible failure mechanisms and influencing factors is particularly important and also allows a comparison with the behaviour of composite dowels in normal strength concrete. Based on the observed failure mechanisms, engineering models for the bearing capacity of composite dowels in thin UHPC are derived and the corresponding range of application defined. By means of a probabilistic evaluation of the engineering models, partial safety factors for the associated design models are derived.

Subsequently, the results of experimental and numerical investigations on slender UHPC beams are presented. These investigations allow the development of design models to determine the bending and shear capacity of beams with external reinforcement. At the same time, it can be verified whether the shear capacity of the composite dowels, determined according to the derived engineering models, is influenced by the local effects of cracking in the UHPC-web that result from the global bending. Since the external reinforcement itself provides only minimal moment resistance, the necessary design and construction rules, to ensure sufficient bending capacity of the cross-section along the whole length of the beam, are provided. To conclude, the derived design and construction guidelines are summarized and illustrated through their application in an example. A complete example of a slender UHPC beam with external reinforcement is presented.

Vorwort

Die vorliegende Arbeit zur Anwendung von Verbunddübelleisten in schlanken Verbundträgern aus ultrahochfestem Beton entstand während meiner Zeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München. Die vorgestellten Untersuchungen wurden zu großen Teilen durch die Forschungsinitiative Zukunft Bau des Bundesministeriums für Bau-, Stadt- und Raumforschung gefördert. Für die Förderung möchte ich mich an dieser Stelle herzlich bedanken.

Die Anregung zu dieser Arbeit erhielt ich von meinem Doktorvater Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Oliver Fischer. Für das Vertrauen, die Betreuung und die Förderung in den letzten Jahren gilt ihm mein besonderer Dank. Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell und Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Martin Mensinger möchte ich für Ihr Interesse an meiner Arbeit und die bereitwillige Übernahme der Koreferate danken. Bei Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Stefan Winter bedanke ich mich für die Übernahme des Prüfungsvorsitzes. Weiterhin gilt mein Dank Herrn Dr.-Ing. Günter Seidl für die wertvollen Diskussionen und Anregungen, die zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen haben.

Bei allen Kollegen am Lehrstuhl für Massivbau und am Materialprüfungsamt bedanke ich mich für die schöne Zeit, das freundschaftliche Verhältnis und die sehr gute konstruktive Zusammenarbeit. Darüber hinaus bedanke ich mich bei den studentischen Hilfskräften, Bacheloranden und Masteranden für Ihre persönliche Einsatzbereitschaft und die gute Zusammenarbeit.

Ein ganz herzlicher Dank gilt meinen Eltern und meiner Schwester mit ihrer Familie für ihre Unterstützung. Sie haben stets an mich geglaubt und mich auf diese Weise immer wieder motiviert.

Mein besonderer Dank gilt meiner lieben Frau Katrin für ihre Diskussionsbereitschaft, ihre Geduld und ihr Vertrauen. Darüber hinaus muss ich mich bei ihr auch für die kritische Durchsicht meiner Arbeit bedanken, die zu der vorliegenden Schriftfassung geführt hat.

München, im Juli 2018

Thomas Lechner

Inhalt

| | | |
|----------|---|----------|
| 1 | Einleitung | 1 |
| 1.1 | Motivation..... | 1 |
| 1.2 | Problemstellung | 3 |
| 1.3 | Zielsetzung und Inhalt der Arbeit | 4 |
| 2 | Stand der Kenntnisse | 5 |
| 2.1 | Allgemeines | 5 |
| 2.2 | Ultrahochfester Beton | 6 |
| 2.2.1 | Entwicklung und Überblick..... | 6 |
| 2.2.2 | Ausgangsstoffe, Herstellung und Frischbetoneigenschaften..... | 7 |
| 2.2.3 | Festbetoneigenschaften | 8 |
| 2.2.4 | Faserbewehrung..... | 11 |
| 2.3 | Entwicklung der Verbundmittel..... | 15 |
| 2.3.1 | Verbundmittel bis 1960 | 15 |
| 2.3.2 | Kopfbolzendübel | 16 |
| 2.3.3 | Verbunddübelleisten..... | 17 |
| 2.4 | Trag- und Verformungsvermögen von Verbundmitteln..... | 21 |
| 2.4.1 | Ermittlung der Last-Verformungskurve im Push-Out Versuch | 21 |
| 2.4.2 | Liegende Kopfbolzendübel in dünnen Platten | 23 |
| 2.4.3 | Kopfbolzendübel in hoch- und ultrahochfestem Beton..... | 25 |
| 2.4.4 | Verbunddübelleisten in Normalbeton | 25 |
| 2.4.5 | Verbunddübelleisten in UHPC..... | 34 |
| 2.5 | Verbundträger aus normal- und ultrahochfesten Betonen | 42 |
| 2.5.1 | Entwicklung und Überblick..... | 42 |
| 2.5.2 | Einfluss der Verbundfuge auf das Tragverhalten von Verbundträgern..... | 44 |
| 2.5.3 | Verbundträger mit externer Bewehrung..... | 48 |
| 2.5.4 | Verbundträger aus UHPC..... | 51 |

| | | |
|----------|---|------------|
| 2.6 | Ergebnisse und Schlussfolgerungen aus der Literaturrecherche..... | 53 |
| 2.6.1 | Erkenntnisse der Literaturrecherche | 53 |
| 2.6.2 | Schlussfolgerungen für die Versuchsplanung..... | 55 |
| 3 | Push-Out Versuche | 57 |
| 3.1 | Allgemeines..... | 57 |
| 3.2 | Experimentelle Untersuchungen | 58 |
| 3.2.1 | Grundlagen und Herstellung der Versuchskörper..... | 58 |
| 3.2.2 | Materialien | 59 |
| 3.2.3 | Versuchsaufbau und -durchführung..... | 62 |
| 3.2.4 | Messtechnik | 64 |
| 3.2.5 | Versuchsprogramm | 66 |
| 3.3 | Versuchsergebnisse | 70 |
| 3.3.1 | Übersicht und Vorgehen bei der Auswertung..... | 70 |
| 3.3.2 | Tabellarische Zusammenstellungen..... | 71 |
| 3.3.3 | Optische Messungen mit Pontos..... | 75 |
| 3.3.4 | Optische Messungen mit Aramis | 79 |
| 3.4 | Einflüsse der Verbundmittel..... | 82 |
| 3.4.1 | Stahldicke..... | 82 |
| 3.4.2 | Streckgrenze..... | 83 |
| 3.4.3 | Form des Verbundmittels..... | 85 |
| 3.5 | Einflüsse des Betons und der Bewehrung | 86 |
| 3.5.1 | Betondicke | 86 |
| 3.5.2 | Betonrezeptur und Größtkorn | 88 |
| 3.5.3 | Stabstahlbewehrung | 89 |
| 3.5.4 | Stahlfaserbewehrung..... | 90 |
| 3.5.5 | Hochfester Beton | 91 |
| 3.6 | Einflüsse aus der Vorbehandlung und Betonage..... | 92 |
| 3.6.1 | Verwendung von Fett zur Minimierung der Adhäsion | 92 |
| 3.6.2 | Stahlfaserorientierung und Betonagerichtung | 93 |
| 3.7 | Einflüsse bei verändertem Prüfaufbau | 96 |
| 3.7.1 | Verbunddübelleisten in Platten und reduzierte Auflagerbreite..... | 96 |
| 3.7.2 | Isolierte Betondübel | 97 |
| 3.7.3 | Randbefassung der Betonscheiben | 99 |
| 3.8 | Auswertungen der Dehnungsmessungen | 99 |
| 4 | Numerische Untersuchungen | 105 |
| 4.1 | Allgemeines..... | 105 |
| 4.2 | Finite Elemente Modell..... | 105 |
| 4.2.1 | Materialmodell für Beton..... | 105 |
| 4.2.2 | Materialmodell für Stahl..... | 109 |
| 4.2.3 | Modellbildung und Kontaktbedingungen | 110 |
| 4.2.4 | Gleichungslöser | 111 |
| 4.3 | Einfluss der Materialmodelle und der Modellbildung | 113 |
| 4.3.1 | Materialmodelle | 113 |
| 4.3.2 | Gleichungslöser und Kontaktbedingungen..... | 116 |

| | | |
|----------|---|------------|
| 4.4 | Validierung der numerischen Simulation | 120 |
| 4.4.1 | Vergleich der Last-Verformungskurven | 120 |
| 4.4.2 | Vergleich der Rissbilder und Verformungen | 122 |
| 4.4.3 | Übersicht der Nachrechnungsergebnisse..... | 123 |
| 4.5 | Erkenntnisse der FE-Berechnungen..... | 125 |
| 4.5.1 | Beanspruchung der UHPC-Scheiben | 125 |
| 4.5.2 | Beanspruchung der Verbunddübelleiste..... | 128 |
| 4.5.3 | Schlussfolgerungen der numerischen Untersuchungen..... | 132 |
| 4.6 | Ergänzende Parameterstudien..... | 133 |
| 5 | Entwicklung von Ingenieurmodellen | 135 |
| 5.1 | Allgemeines | 135 |
| 5.2 | Beurteilung der Steifigkeit und Duktilität | 136 |
| 5.2.1 | Steifigkeit | 136 |
| 5.2.2 | Adhäsion und Gleitreibung | 138 |
| 5.2.3 | Duktilität..... | 139 |
| 5.2.4 | Einfluss der Stahlfasern..... | 141 |
| 5.3 | Stahlversagen | 142 |
| 5.3.1 | Vergleich mit vorhandenen Modellen..... | 142 |
| 5.3.2 | Analyse des Tragverhaltens..... | 147 |
| 5.3.3 | Entwicklung eines Ingenieurmodells | 155 |
| 5.4 | Betonabscheren..... | 161 |
| 5.4.1 | Vergleich der Versagensarten beim Push-Out Versuch | 161 |
| 5.4.2 | Ingenieurmodelle..... | 161 |
| 5.5 | Spalten | 163 |
| 5.5.1 | Analyse des Tragverhaltens..... | 163 |
| 5.5.2 | Vergleich mit vorhandenen Modellen..... | 167 |
| 5.5.3 | Entwicklung eines Ingenieurmodells | 172 |
| 5.6 | Vorschlag eines Bemessungskonzepts..... | 177 |
| 5.6.1 | Übersicht und Vorgehen..... | 177 |
| 5.6.2 | Tragfähigkeit der Stahldübel | 179 |
| 5.6.3 | Tragfähigkeit der Betondübel bei Spaltzugbeanspruchung..... | 181 |
| 5.6.4 | Zusammenfassung | 182 |
| 6 | Verbundträger | 185 |
| 6.1 | Allgemeines | 185 |
| 6.2 | Experimentelle Untersuchungen..... | 186 |
| 6.2.1 | Herstellung der Versuchskörper | 186 |
| 6.2.2 | Versuchsprogramm | 188 |
| 6.2.3 | Versuchsaufbau und Messtechnik | 191 |
| 6.3 | Versuchsergebnisse..... | 194 |
| 6.3.1 | Übersicht und Vorgehen bei der Auswertung | 194 |
| 6.3.2 | Trag- und Verformungsverhalten | 194 |
| 6.3.3 | Auswertung der Tragfähigkeit und Rotationskapazität..... | 200 |
| 6.4 | Analyse des Tragverhaltens | 202 |
| 6.4.1 | Biegetragfähigkeit bei voller Verdübelung | 202 |

| | | |
|----------|--|------------|
| 6.4.2 | Querkrafttragfähigkeit | 204 |
| 6.4.3 | Ermittlung der Verbunddübeltragfähigkeit..... | 207 |
| 6.4.4 | Besonderheiten bei Verbundträgern mit externer Bewehrung..... | 209 |
| 6.5 | Numerische Untersuchungen | 212 |
| 6.5.1 | Finite Elemente Modell | 212 |
| 6.5.2 | Ergebnisse der numerischen Berechnungen | 213 |
| 6.5.3 | Schlussfolgerungen und ergänzende Parameterstudien | 216 |
| 6.6 | Ergebnisse und Schlussfolgerungen..... | 218 |
| 6.7 | Ablauf einer Verbundtr gerbemessung und Anwendungsbeispiel | 219 |
| 6.7.1 | Vorgehen bei der Bemessung eines schlanken Verbundträgers ... | 219 |
| 6.7.2 | Anwendungsbeispiel..... | 220 |
| 7 | Zusammenfassung und Ausblick | 227 |
| 7.1 | Zusammenfassung | 227 |
| 7.2 | Ausblick | 230 |
| | Literaturverzeichnis | 233 |

Anhänge

| | | |
|----------|--|------------|
| A | Push-Out Versuche | A-1 |
| A.1 | Übersicht | A-1 |
| A.2 | Konstruktionszeichnungen | A-4 |
| A.3 | Versuchsergebnisse der Push-Out Versuche..... | A-5 |
| A.4 | Ergebnisse der Untersuchungen zur Faserorientierung..... | A-117 |
| A.5 | Numerische Untersuchungen | A-121 |
| A.6 | Auswertung der Steifigkeit..... | A-131 |
| A.7 | Datenbasis zur Auswertung der Push-Out Versuche | A-134 |
| A.8 | Statistische Auswertung der Push-Out Versuche..... | A-143 |
| B | Verbundträgerversuche | B-1 |
| B.1 | Übersicht | B-1 |
| B.2 | Konstruktionszeichnungen | B-4 |
| B.3 | Messtechnik..... | B-6 |
| B.4 | Theoretische Tragfähigkeit der Verbundträger | B-10 |
| B.5 | Versuchsergebnisse der Verbundträgerversuche | B-15 |
| B.6 | Auswertung der optischen Messung | B-51 |
| B.7 | Ermittlung der Rotationskapazität..... | B-55 |
| B.8 | Numerische Untersuchungen | B-57 |

Einheiten und Bezeichnungen

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

Einheiten:

| | |
|-----------------|--|
| Kräfte, Lasten: | N, kN, MN |
| Längen: | mm, cm, m |
| Flächen: | mm ² , cm ² , m ² |
| Spannungen: | N/mm ² , kN/cm ² |
| Dehnungen: | ‰, mm/m |
| Frequenz: | Hz |
| Wichte: | kN/m ³ |
| Winkel: | ° |
| Zeit: | s, min, h, d |

Große lateinische Buchstaben:

| | |
|-----------|---|
| A_a | Querschnittsfläche der externen Bewehrung |
| A_b | Querschnittsfläche der Querbewehrung im Betondübel |
| A_c | Querschnittsfläche des Betons |
| $A_{c,A}$ | Scherfläche eines Dübels bei Abscheren entlang der Dübelumrissfläche |
| A_D | Querschnittsfläche eines Betondübels |
| A_s | Querschnittsfläche des Betonstahls |
| A_{sp} | wirksame Betonfläche eines Betondübels bei Spaltzugbeanspruchung |
| A_{ult} | geometrieabhängiger Faktor zur Beschreibung der Tragfähigkeit eines Stahldübels |
| D | Formfaktor zur Steuerung des Nachbruchverhaltens von Beton |
| E_a | Elastizitätsmodul des Baustahls bzw. der externen Bewehrung |
| E_{CL} | Elastizitätsmodul der Verbunddübelreihe mit CL-Form |
| E_{cm} | Elastizitätsmodul (mittlerer Sekantenmodul) des Betons |

| | |
|---------------|--|
| $E_{cm,28d}$ | Elastizitätsmodul (mittlerer Sekantenmodul) des Betons nach 28d |
| E_{c0m} | Elastizitätsmodul des Betons als Tangente im Ursprung |
| E_{c1} | Sekantenmodul des Betons durch den Ursprung und den Scheitelpunkt |
| E_{PZ} | Elastizitätsmodul der Verbunddübelsteife mit PZ-Form |
| E_s | Elastizitätsmodul des Betonstahls |
| F_t | Spaltzugbeanspruchung des Betons infolge Teilflächenbelastung |
| $F_{t,cr,v}$ | aufnehmbare Betonzugkraft im Verbunddübel bei Teilflächenbelastung |
| K_c | Verhältnis vom Zug- zum Druckmeridian im CDP-Modell in Abaqus |
| M_{Ed} | Bemessungswert des einwirkenden Biegemoments |
| M_m | mittlere, theoretische Momententragfähigkeit |
| M_{pl} | plastische Momententragfähigkeit des Verbundquerschnitts |
| $M_{pl,a}$ | plastische Momententragfähigkeit des Stahlquerschnitts |
| $M_{pl,Rd}$ | Bemessungswert der plastischen Momententragfähigkeit des Verbundquerschnitts |
| $M_{pl,a,Rd}$ | Bemessungswert der plastischen Momententragfähigkeit des Stahlquerschnitts bzw. der externen Bewehrung |
| M_{Rd} | Bemessungswert der Momententragfähigkeit |
| N | Gesamtanzahl der Stahlfasern |
| $N_{pl,a}$ | plastische Normalkrafttragfähigkeit der externen Bewehrung |
| P | Kraft |
| $P_{c,A}$ | Tragfähigkeit des UHPC bei Abscheren entlang der Dübelumrissfläche |
| $P_{c,sp}$ | Tragfähigkeit eines Betondübel bei Spaltzugbeanspruchung |
| $P_{cd,sp}$ | Bemessungswert der Tragfähigkeit eines Betondübel bei Spaltzugbeanspruchung |
| $P_{cr,v}$ | Widerstand eines Verbunddübel gegen Spalten |
| $P_{m,M}$ | theoretische Momententragfähigkeit eines Verbundträgers |
| $P_{m,V}$ | theoretische Querkrafttragfähigkeit eines Verbundträgers |
| P_{max} | Maximallast beim Experiment |
| $P_{max,FE}$ | Maximallast bei der numerischen Simulation |
| P_{pl} | Tragfähigkeit bei Stahlversagen |
| $P_{sh,k}$ | charakteristische Tragfähigkeit bei Abscheren des Betondübel |
| P_{sp} | Widerstand eines Verbunddübel gegen Spalten |
| P_y | Tragfähigkeit eines Stahldübel |
| P_{yd} | Bemessungswert der Tragfähigkeit eines Stahldübel |
| Q_{TS} | Lasten der Doppelachsen (TS) |
| R | Rotationskapazität eines Verbundträgers |
| T_{Ed} | Bemessungswert der einwirkenden Schubkraft in der Verbundfuge |
| T_{Rd} | Bemessungswert der Schubkrafttragfähigkeit der Verbundfuge |
| V_{Ed} | Bemessungswert der einwirkenden Querkraft |
| $V_{Ed,1,0d}$ | Bemessungswert der einwirkenden Querkraft im Abstand 1,0d |
| V_m | mittlere, theoretische Querkrafttragfähigkeit |
| $V_{m,c}$ | Mittelwert des Querkrafttraganteils des ultrahochfesten Betons |
| $V_{m,f}$ | Mittelwert des Querkrafttraganteils der Stahlfasern |
| $V_{m,s}$ | Mittelwert des Querkrafttraganteils der Querkraftbewehrung |
| V_{Rd} | Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit |
| $V_{Rd,c}$ | Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit des (ultrahochfesten) Betons |
| $V_{Rd,f}$ | Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit der Stahlfasern |
| $V_{Rd,s}$ | Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit der Querkraftbewehrung |
| V_{rt} | Variationskoeffizient der Bauteil- und Materialstreuungen |
| V_{xi} | Variationskoeffizient einer Basisvariablen |

Kleine lateinische Buchstaben:

| | |
|------------------|---|
| a_{sw} | Fläche der Bügelbewehrung pro Längeneinheit |
| b | Mittelwertkorrektur |
| b_c | Breite des Betongurts oder der Betonplatte |
| b_p | Breite der Betonplatte |
| b_{TS} | Breite der Lastfläche eines Rads der Doppelachse (TS) |
| b_w | maßgebende Stegbreite des Querschnitts |
| c | Steifigkeit im Push-Out Versuch |
| c_D | Steifigkeit im Push-Out Versuch je Dübel |
| c_o | Betondeckung oberhalb der Verbunddübelleiste |
| c_o | Steifigkeit im Push-Out Versuch; ermittelt aus Schlupf oben δ_o |
| c_u | Steifigkeit im Push-Out Versuch; ermittelt aus Schlupf unten δ_u |
| d | statische Nutzhöhe |
| d_c | Druckschädigungsvariable im CDP-Modell in Abaqus |
| d_f | Durchmesser der Faser |
| d_{g2} | Dicke der Ausbaulast |
| d_t | Zugschädigungsvariable im CDP-Modell in Abaqus |
| e_x | Abstand der Ausnehmungen der Verbunddübelleiste in Längsrichtung |
| f | Anpassungsfaktor für UHPC bei Abscheren entlang der Dübelumrissfläche |
| f_{bc} | zweiachiale Betondruckfestigkeit |
| f_c | einaxiale Betondruckfestigkeit |
| $f_{c,cyl}$ | einaxiale Betondruckfestigkeit am Zylinder |
| f_{cd} | Bemessungswert der Betondruckfestigkeit |
| $f_{cflm,28d}$ | Mittelwert der Biegezugfestigkeit des Betons am Prisma nach 28d |
| $f_{cflm,150}$ | Mittelwert der Biegezugfestigkeit des Betons am Balken mit 150 mm Höhe |
| f_{cftk} | charakteristischer Wert der zentrischen Nachrisszugfestigkeit des UHPC |
| f_{ck} | charakteristische Betondruckfestigkeit |
| $f_{ck,cyl}$ | charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons |
| f_{cm} | Mittelwert der einaxialen Betondruckfestigkeit |
| $f_{cm,100}$ | Mittelwert der Betondruckfestigkeit am 100 mm Würfel |
| $f_{cm,150}$ | Mittelwert der Betondruckfestigkeit am 150 mm Würfel |
| $f_{cm,cyl}$ | Mittelwert der Betondruckfestigkeit am Zylinder |
| $f_{cm,cyl,300}$ | Mittelwert der Betondruckfestigkeit am 300 mm Zylinder |
| f_{ct} | zentrische Zugfestigkeit des Betons |
| $f_{ct,BK}$ | zentrische Zugfestigkeit des Betons; ermittelt am Bohrkern |
| f_{ctm} | Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit des Betons |
| $f_{ctm,28d}$ | Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit des Betons nach 28d |
| f_u | Zugfestigkeit des Stahls |
| $f_{u,a}$ | Zugfestigkeit der externen Bewehrung |
| $f_{u,CL}$ | Zugfestigkeit der Verbunddübelleiste mit CL-Form |
| $f_{u,f}$ | mittlere Zugfestigkeit der Stahlfasern |
| $f_{u,PZ}$ | Zugfestigkeit der Verbunddübelleiste mit PZ-Form |
| $f_{u,s}$ | Zugfestigkeit des Betonstahls |
| f_{uk} | charakteristische Zugfestigkeit des Stahls |
| f_y | Streckgrenze des Stahls |
| $f_{y,a}$ | Streckgrenze der externen Bewehrung |
| $f_{y,CL}$ | Streckgrenze der Verbunddübelleiste mit CL-Form |

| | |
|--------------|--|
| $f_{y,PZ}$ | Streckgrenze der Verbunddübelbleiste mit PZ-Form |
| $f_{y,s}$ | Streckgrenze des Betonstahls |
| $f_{y,sw}$ | Streckgrenze der Bügelbewehrung |
| $f_{y,d,sw}$ | Bemessungswert der Streckgrenze der Bügelbewehrung |
| f_{yk} | charakteristische Streckgrenze des Stahls |
| $f_{yk,a}$ | charakteristische Streckgrenze der externen Bewehrung |
| f_{ywd} | Bemessungswert der Streckgrenze der Bügelbewehrung |
| g | Faserwirksamkeitsbeiwert |
| $g_{1,k}$ | Eigengewicht |
| $g_{2,k}$ | Ausbaulast |
| h_c | Betonhöhe |
| h_d | Stahldübelhöhe |
| k | Faktor zur Berücksichtigung des Maßstabseinflusses |
| l_D | Länge eines Betondübels |
| l_f | Länge der Faser |
| q | Gleichstreckenlast |
| q_{UDL} | Gleichstreckenlast infolge Flächenverkehrslasten (UDL) |
| t_c | Dicke des Betons |
| t_{CL} | Blechdicke einer Verbunddübelbleiste mit CL-Form |
| t_{PZ} | Blechdicke einer Verbunddübelbleiste mit PZ-Form |
| t_w | Blechdicke der Verbunddübelbleiste |
| v | Variationskoeffizient |
| w | aktuelle Rissbreite |
| w_0 | Rissbreite bei Erreichen der Faserwirksamkeit |
| \bar{x} | arithmetischer Mittelwert |
| z | innerer Hebelarm |

Griechische Buchstaben:

| | |
|----------------|--|
| α_{cc} | Beiwert zur Berücksichtigung von Langzeitauswirkungen auf die Betondruckfestigkeit bei UHPC |
| α_{cf} | Beiwert zur Berücksichtigung von Langzeitauswirkungen auf die zentrische Nachrisszugfestigkeit |
| γ_a | Wichte des Stahls |
| γ_c | Wichte des Betons |
| γ_c | Teilsicherheitsbeiwert für Beton |
| γ_{cf} | Teilsicherheitsbeiwert für die zentrische Nachrisszugfestigkeit des UHPC |
| γ_{M0} | Teilsicherheitsbeiwert für den Baustahl bzw. die externe Bewehrung |
| γ_v | Teilsicherheitsbeiwert im Verbundbau |
| δ | Streugröße bei der statistischen Versuchsauswertung |
| δ | Schlupf zwischen Stahl und Beton |
| δ_o | Schlupf zwischen Stahl und Beton im Push Out Versuch; oben gemittelt |
| $\delta_{o,A}$ | Schlupf zwischen Stahl und Beton im Push Out Versuch; oben, Seite A |
| $\delta_{o,B}$ | Schlupf zwischen Stahl und Beton im Push Out Versuch; oben, Seite B |
| δ_{pl} | plastisches Verformungsvermögen im Push-Out Versuch |
| δ_u | maximales Verformungsvermögen im Push-Out Versuch bei $0,9P_{max}$ |
| δ_u | Schlupf zwischen Stahl und Beton im Push Out Versuch; unten gemittelt |
| $\delta_{u,A}$ | Schlupf zwischen Stahl und Beton im Push Out Versuch; unten, Seite A |
| $\delta_{u,B}$ | Schlupf zwischen Stahl und Beton im Push Out Versuch; unten, Seite B |
| δ_{uk} | charakteristisches Verformungsvermögen eines Verbundmittels |

| | |
|--------------------|---|
| δ_{VM} | vertikale Mittendurchbiegung des Verbundträgers |
| ε | Exzentrizitätsparameter im CDP-Modell in Abaqus |
| ε | Dehnung |
| ε_{c1} | Dehnung bei Erreichen der maximalen Betondruckfestigkeit |
| η | Faserorientierungsbeiwert |
| η | Verdübelungsgrad |
| η_D | Abminderungsfaktor der Betondübelfläche |
| θ | Druckstrebenneigung |
| μ | Reibungsbeiwert |
| ν | Querdehnzahl |
| ρ_D | Bewehrungsgrad bei Abscheren |
| ρ_f | Fasergehalt |
| $\rho_{l,a}$ | Längsbewehrungsgrad der externen Bewehrung |
| $\rho_{l,UHPC}$ | Längsbewehrungsgrad des UHPC mit Betonstahlbewehrung |
| σ | Spannung |
| σ | Standardabweichung |
| σ_{cf} | Zugspannung des Faserbetons unter Berücksichtigung der Stahlfasern |
| σ_{cf0} | Faserwirksamkeit |
| σ_{cf0d} | Bemessungswert der Faserwirksamkeit |
| σ_{cf0k} | charakteristischer Wert der Faserwirksamkeit |
| σ_{cf0m} | Mittelwert der Faserwirksamkeit |
| σ_{cp} | Normalspannung im Querschnitt infolge Last oder Vorspannung |
| σ_{t0} | maximale einaxiale Zugfestigkeit des Betons im CDP-Modell in Abaqus |
| τ_{fm} | mittlere Verbundspannung zwischen Faser und Matrix |
| φ | Rotation |
| φ_{el} | elastische Rotation |
| φ_{max} | maximale Rotation |
| φ_{rot} | plastische Rotation |
| ψ | Dilatanzwinkel im CDP-Modell in Abaqus |

Indizes:

| | |
|------------|---|
| <i>A</i> | Seite A des Push-Out Körpers, Abscheren |
| <i>a</i> | Baustahl, externe Bewehrung |
| <i>B</i> | Seite B des Push-Out Körpers |
| <i>BK</i> | Bohrkerne mit 30 mm Durchmesser |
| <i>c</i> | Beton |
| <i>CL</i> | Verbunddübelreihe mit Klothoidenform |
| <i>cr</i> | Rissbildung im Beton |
| <i>cyl</i> | Zylinder |
| <i>d</i> | Bemessungswert, Dübel, Tage |
| <i>D</i> | Dübel |
| <i>E</i> | Einwirkung |
| <i>e</i> | experimentell |
| <i>el</i> | elastisch |
| <i>f</i> | Fasern |
| <i>i</i> | ideell |
| <i>k</i> | charakteristisch |
| <i>l</i> | längs |
| <i>KB</i> | Kopfbolzen |

| | |
|------------|--|
| <i>M</i> | Moment |
| <i>m</i> | Mittelwert |
| <i>max</i> | Maximalwert |
| <i>o</i> | oben |
| <i>pl</i> | plastisch |
| <i>PZ</i> | Verbunddübelleiste mit Puzzleform |
| <i>R</i> | Widerstand |
| <i>s</i> | Betonstahl |
| <i>sp</i> | Spalten |
| <i>sw</i> | Betonstahlbewehrung im Steg |
| <i>t</i> | theoretisch, Zugfestigkeit, Zugbelastung |
| <i>u</i> | Bruchlast, unten |
| <i>ult</i> | Höchstwert |
| <i>V</i> | Querkraft |
| <i>v</i> | Verbundbau, Verbundmittel |
| <i>w</i> | Steg |
| <i>y</i> | Streckgrenze |
| <i>Zul</i> | Zulassung |

Symbole und Abkürzungen:

| | |
|---------|--|
| abgBD | abgeschirmte Betondübel |
| CDP | Concrete Damaged Plasticity |
| CL | Klothoidenform |
| CNC | Computerized Numerical Control |
| C3D8R | achtknotige Kontinuumselemente mit reduzierter Integration |
| DMS | Dehnungsmessstreifen |
| FA | Faserausrichtung |
| FE | Finite Elemente |
| FEM | Finite Elemente Modell |
| LB | liegende Betonage |
| Pla | Versuchskörper mit Plattenform |
| PO | Push-Out |
| POCL | Push-Out Körper mit Verbunddübelleiste mit Klothoidenform |
| POPZ | Push-Out Körper mit Verbunddübelleiste mit Puzzleform |
| PZ | Puzzleform |
| RE | Randeinfassung (zusätzliche Bleche zur Vermeidung von Spalten) |
| redAdh | reduzierte Adhäsion (Einfetten der Verbunddübelleiste) |
| redAuf | reduzierte Aufstandsfläche |
| TS | Tandem System (Doppelachse der Verkehrslasten) |
| T3D2 | zweidimensionale, lineare Stabelemente |
| UDL | Uniformly Distributed Load (Verkehrsflächenlast) |
| UHPC | Ultra-High Performance Concrete (ultrahochfester Beton) |
| VFT | Verbundfertigteilträger |
| VFT-WIB | Verbundfertigteilträger als Walzträger im Beton |

Einleitung

1.1 Motivation

Seit Beginn der Entwicklung des Stahlbetonbaus wurden zunächst Eisen- und später Stahleinlagen verwendet, um die Zugkräfte in Betonbauteilen aufzunehmen. Neben Betonstabstählen wurden ab etwa 1900 auch gewalzte Stahlprofile mit I-Form als Bewehrung verwendet [Wap93]. Aus dieser Bauweise entwickelte sich im Laufe der Zeit der moderne Stahlverbundbau, der häufig auch nur als Verbundbau bezeichnet wird. Die Aufgabenteilung zwischen Stahl und Beton erfolgt hierbei konsequenter als im Stahlbetonbau, da in der Regel versucht wird, dem Beton ausschließlich Druck- und dem Stahl ausschließlich Zugkräfte zuzuweisen. Durch diese für beide Werkstoffe optimale Beanspruchung entstehen sehr tragfähige und wirtschaftliche Konstruktionen.

Entscheidend für das Zusammenwirken von Stahl und Beton ist die schubfeste Verbindung. Während der Verbund im Stahlbetonbau durch die Einbettung der gerippten Betonstahlbewehrung unter Beachtung der konstruktiven Regelungen gewährleistet ist, muss die Schubkraftübertragung im Verbundbau durch Verbundmittel sichergestellt und in jedem Einzelfall detailliert nachgewiesen werden. Als übliche Verbundmittel haben sich in den letzten Jahrzehnten weltweit die Kopfbolzendübel etabliert. Abbildung 1.1a zeigt einen klassischen Verbundträger mit Kopfbolzendübeln.

Eine interessante Alternative zu den Kopfbolzendübeln stellt die Verbunddübelleiste dar (vgl. Abbildung 1.1b). Bei diesem kontinuierlichen Verbundmittel, für das die allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-26.4-56 [DIB13] vorliegt, handelt es sich um eine Stahlleiste, die mit einer speziellen Ausnehmungsgeometrie versehen wird. Im Vergleich zu Kopfbolzendübeln bietet sie eine höhere Tragfähigkeit und eine größere Steifigkeit auf Gebrauchslastniveau [Gal14, Gün+14]. Zusätzlich liegt ein ausgeprägtes Verformungsvermögen im Grenzzustand der Tragfähigkeit vor. Wie frühere Untersuchungen gezeigt haben, gilt dies im Gegensatz zu Kopfbolzendübeln besonders auch für den Einsatz in hochfesten und ultrahochfesten Betonen [Fel+07, Hei11]. Außerdem besitzt die Verbunddübelleiste eine sehr gute Ermüdungsfestigkeit, wodurch sie vorteilhaft im Brückenbau eingesetzt werden kann [Gal14, Leo+87].

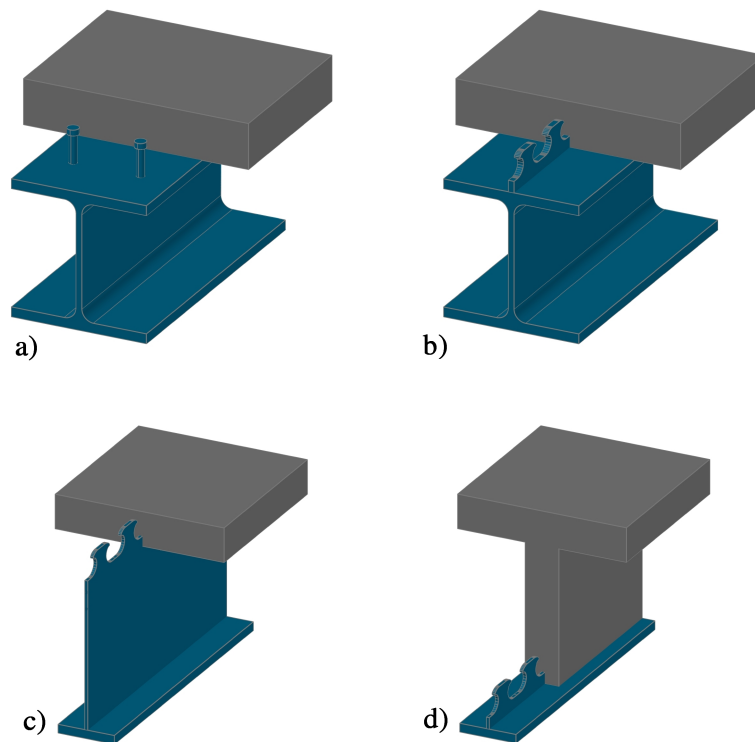


Abbildung 1.1: Entwicklungen im Stahlverbundbau: a) üblicher Verbundträger mit Kopfbolzendübeln, b) Verbundträger mit Verbunddübelleiste, c) obergurtloser Verbundträger, d) Verbundträger mit externer Bewehrung

Da der obere Flansch der Walzträger in Abbildung 1.1a und Abbildung 1.1b nur wenig zur Gesamttragfähigkeit des Verbundquerschnitts bei positiver Momentenbeanspruchung beiträgt, stellen Querschnitte ohne oberen Flansch (vgl. Abbildung 1.1c) eine wirtschaftlich günstige Alternative dar. Bei dieser Konstruktionsform können entweder halbierte Walzträger verwendet werden oder der obergurtlose Stahlträger wird aus zwei Stahlblechen als Schweißprofil hergestellt, wodurch sich die Blechdicken und Stahlgüten an die vorliegenden Beanspruchungen anpassen lassen [Bod85]. Die Verdübelung kann dabei entweder mit Kopfbolzendübeln in liegender Anordnung [Bre00, Rai15] oder, wie in Abbildung 1.1c dargestellt, mit einer Verbunddübelleiste erfolgen. Aufgrund der symmetrischen Schnittführung der Verbunddübelleiste ergeben sich bei der Trennung eines Walzträgers im Steg zwei Verbundträger ohne Stahlbergart [Hei11, Zap01].

Da die Konstruktionshöhe bei Verwendung von Stegblechen aus Stahl ohne zusätzliche Maßnahmen begrenzt ist, können die Stege zur Realisierung von größeren Stützweiten in Beton ausgeführt werden (vgl. Abbildung 1.1d). Hierbei handelt es sich dann um sogenannte Verbundträger mit externer Bewehrung [SB09, Sei+13c]. Im Gegensatz zum klassischen Verbundträger ist der Beton dabei nicht mehr nur im Druckbereich angeordnet, sondern übernimmt auch den Querkraftabtrag. Der Baustahl wirkt hingegen als reines Zugglied wie eine extern liegende Bewehrung und die Verbunddübelleiste ist weiterhin für die horizontale Schubkraftübertragung zwischen Stahl und Beton verantwortlich.

Der Einsatz von ultrahochfestem Beton (engl. Ultra-High Performance Concrete, UHPC) erlaubt sowohl in den klassischen Verbundträgern als auch in denjenigen mit externer Bewehrung aufgrund der hohen Druckfestigkeit und des stark verbesserten

Widerstands gegen mechanische und chemische Angriffe eine deutliche Reduktion des Betonquerschnitts. Durch die Kombination eines schlanken Querschnitts aus UHPC mit einer externen Bewehrung und der Verbunddübelleiste als Verbundmittel ergeben sich daher die in Abbildung 1.1d dargestellten filigranen Verbundträger, die eine hohe Tragfähigkeit mit einem geringen Eigengewicht vereinen.

1.2 Problemstellung

Für die Anwendung von Verbunddübelleisten in schlanken Verbundträgern aus ultrahochfestem Beton liegen weder Konstruktions- noch Bemessungsregeln vor. Die Anwendungsgrenzen der Zulassung der Verbunddübelleiste [DIB13] sehen eine Mindestbewehrung, eine Betondicke von mehr als 250mm und eine maximale Betondruckfestigkeitsklasse C60/75 vor. Darüber hinaus gibt es auch keine wissenschaftlichen Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten der Verbunddübelleisten in sehr dünnem UHPC mit geringer seitlicher Betondeckung (vgl. Abbildung 1.1d).

Bei den früher durchgeführten Untersuchungen zum Tragverhalten von Verbunddübelleisten in Platten aus ultrahochfestem Beton konnte gezeigt werden, dass prinzipiell eine hohe Tragfähigkeit und eine gute Duktilität dieser Verbundmittel in UHPC vorliegt [Hei11, Sei+13a]. Allerdings wurde bei diesen Versuchen auch das Spalten des Betons beobachtet, wenn auf konventionelle Stabstahlbewehrung verzichtet wurde. Bei Push-Out Versuchen (Standard-Abscherversuche) von Kopfbolzendübeln [Bre00, KB98] und kontinuierlichen Verbundmitteln [GK13] in dünnem Normalbeton konnte diese eher spröde Versagensart häufig als maßgebende Versagensart beobachtet werden. Um die Verbunddübelleisten in dünnem UHPC einsetzen zu können, sind daher wissenschaftliche Untersuchungen zu den Versagensmechanismen sowie zur Ermittlung der Last-Verformungskurven notwendig. Mit Hilfe dieser Ergebnisse können dann zutreffende Ingenieurmodelle entwickelt werden.

Hinsichtlich des Tragverhaltens eines Verbundträgers mit externer Bewehrung und schlanken Stegen aus UHPC sowie der Verbunddübelleiste als Verbundmittel stellt sich die Frage, mit welchen Ansätzen sich die Momenten- und Querkrafttragfähigkeit beschreiben lässt und welche Versagensarten auftreten können. Insbesondere bei einer positiven Momentenbeanspruchung des Verbundträgers befinden sich die Verbundmittel in der Zugzone und somit im Grenzzustand der Tragfähigkeit im gerissenen Beton. Es muss daher überprüft werden, ob es zu einer Interaktion zwischen der globalen Belastung und der lokalen Schubkraftübertragung in der Verbundfuge kommt oder ob die Verbunddübelleisten in Verbundträgern die gleiche Tragfähigkeit und Duktilität wie in den Push-Out Versuchen aufweisen.

Die Anwendung einer externen Bewehrung ist gemäß der bauaufsichtlichen Zulassung der Verbunddübelleiste [DIB13] nur erlaubt, wenn die vollplastische Momenten- und Querkrafttragfähigkeit des Verbundquerschnitts den 10-fachen Wert der vollplastischen Momenten- und Querkrafttragfähigkeit des Baustahlquerschnitts nicht überschreitet. Diese Begrenzung wird von den angestrebten Querschnitten mit externer Bewehrung in der Regel nicht erfüllt. Es müssen demzufolge entsprechende Konstruktions- und Anwendungsregeln definiert werden, um ein vorzeitiges Querschnittsversagen zu verhindern. Hierbei muss auch die unter anderem von der Versagensart abhängige Duktilität der Verbundfuge berücksichtigt werden.

1.3 Zielsetzung und Inhalt der Arbeit

Das Ziel der vorliegenden Arbeit ist die Entwicklung von Anwendungsregeln für schlanke Verbundträger aus ultrahochfestem Beton mit externer Bewehrung und der Verbunddübelleiste als Verbundmittel. Hierzu werden experimentelle und numerische Untersuchungen an Push-Out Körpern und Verbundträgern durchgeführt, auf Basis derer die zugehörigen Konstruktionsregeln und Ingenieurmodelle zum Trag- und Verformungsverhalten von Verbunddübelleisten in dünnem UHPC abgeleitet werden können. Letztlich soll diese Arbeit somit einen Beitrag zur Realisierung einer neuartigen Bauweise sowie zu einem besseren Verständnis des Tragverhaltens von Verbunddübelleisten in normal- und ultrahochfestem Beton leisten.

In *Kapitel 2* wird der Stand der Kenntnisse zum UHPC und zum Verbundbau dargestellt. Hierbei wird insbesondere auf den Einfluss der Stahlfasern im UHPC eingegangen und die vorhandenen Versagensmechanismen sowie die zugehörigen Ingenieurmodelle zum Tragverhalten der Verbunddübelleisten in normal- und ultrahochfestem Beton beschrieben. Darüber hinaus werden die vorliegenden Erkenntnisse zu Verbundträgern aus UHPC mit externer Bewehrung zusammengefasst.

Das Trag- und Verformungsverhalten von Verbunddübelleisten in ultrahochfestem Beton mit geringer seitlicher Betondeckung wird in *Kapitel 3* mit Hilfe von experimentellen Push-Out Versuchen bestimmt. Hierbei wird der Einfluss einer Vielzahl von Parametern auf das Tragverhalten untersucht.

Die Ergebnisse von umfangreichen nichtlinearen numerischen Push-Out Simulationen werden in *Kapitel 4* vorgestellt. Nach einer Validierung des FE-Modells durch den Vergleich mit den experimentellen Untersuchungen erfolgt eine Auswertung des Lastabtrags, bei dem einzelne Einflussfaktoren im Detail analysiert werden. Die abschließende Parameterstudie ermöglicht eine gezielte Verdichtung und Erweiterung der experimentellen Datenbasis.

Auf Grundlage der so geschaffenen Datenbasis werden in *Kapitel 5* zunächst die Steifigkeit und die Duktilität der Verbunddübelleisten in dünnem UHPC bewertet. Im Anschluss werden die beobachteten Versagensmechanismen analysiert, Ingenieurmodelle zur Beschreibung der Tragfähigkeit entwickelt und zugehörige Anwendungsgrenzen definiert. Durch eine statistische Auswertung erfolgt zuletzt die Überführung der Ingenieurmodelle in Bemessungsmodelle.

In *Kapitel 6* werden die experimentellen und numerischen Untersuchungen der schlanken Verbundträger aus UHPC mit externer Bewehrung vorgestellt. Diese Untersuchungen ermöglichen die Bestimmung von Bemessungsansätzen der Biege- und Querkrafttragfähigkeit der Verbundträger. Gleichzeitig wird die Schubtragfähigkeit der Verbunddübelleisten unter Beachtung der Rissbildung in den Betonstegen, also der Interaktion mit der globalen Biegebelastung des Verbundträgers, untersucht und Konstruktionsgrundsätze vorgestellt, die bei der Anwendung von Verbundträgern mit externer Bewehrung zu beachten sind. Im Zuge eines Anwendungsbeispiels werden alle Anwendungsregeln noch einmal übersichtlich zusammengestellt und die vollständige Beispielbemessung eines Verbundträgers durchgeführt.

Abschließend werden in *Kapitel 7* noch einmal die wichtigsten Erkenntnisse der vorliegenden Arbeit zusammengefasst und ein Ausblick gegeben.

Stand der Kenntnisse

2.1 Allgemeines

Schon Anfang des 20. Jahrhunderts beschrieb *Mörsch* in seinem Standardwerk „Der Eisenbetonbau“ [Mör08] die Wirkungsweise von Stahlbeton wie folgt:

„Hierbei gilt als Grundgesetz, daß der Beton hauptsächlich die Druckkräfte aufnehmen soll, während dem Eisen die Aufgabe zufällt, einen großen Teil der Zugkräfte aufzunehmen, also dem Beton anscheinend eine höhere Zugfestigkeit zu verleihen.“

Zusätzlich wies er darauf hin, dass es im Wesentlichen drei Eigenschaften sind, die eine Verbindung der sonst so „*ungleichen Baustoffe*“ ermöglicht. Die Adhäsion des einbetonierten Eisens liegt in der Größenordnung der Scherfestigkeit des Betons, die Temperatúrausdehnungskoeffizienten sind nahezu gleich groß und eine Korrosion der eingelegten Bewehrung wird verhindert [Mör08].

Diese Ausführungen gelten im Wesentlichen bis heute für den Stahlbetonbau und in weiten Teilen auch für den Stahlverbundbau. Nachdem zu Anfang des 20. Jahrhunderts die Schubkraftübertragung in Verbundträgern und -decken häufig nur über den Haftverbund realisiert wurde, darf dieser heute bei der Bemessung nicht mehr berücksichtigt werden. Zur Übertragung der Schubkräfte sind Verbundmittel erforderlich. Daher wird das globale Trag- und Verformungsverhalten eines Verbundträgers – mit oder ohne externe Bewehrung – neben den Materialeigenschaften der verwendeten Werkstoffe hauptsächlich durch die Eigenschaften der Verbundfuge bzw. der verwendeten Verbundmittel beeinflusst. Verbundträger aus ultrahochfestem Beton lassen sich aufgrund der hohen Druckfestigkeiten und der dichten Matrix des Betons deutlich filigraner herstellen als dies mit Bauteilen aus normal- oder hochfestem Beton bisher möglich war. Der reduzierte Betonquerschnitt bedeutet bei Verbundträgern mit externer Bewehrung vor allem für die Verbundmittel eine Besonderheit. Aufgrund des geringen seitlichen Randabstandes sowie des besonders dichten und hochfesten Betons, können für die betrachteten Verbunddübelleisten andere Versagensmechanismen auftreten als dies in üblichen Verbundträgern aus Normalbeton der Fall ist.

In diesem Kapitel werden daher die Grundlagen und der aktuelle Wissensstand zum ultrahochfesten Beton erläutert, bevor auf die Tragfähigkeit und das Verformungsvermögen von Verbundmitteln allgemein, in filigranen Bauteilen und in UHPC eingegangen wird. Abschließend erfolgt eine Zusammenstellung der Kenntnisse zum Tragverhalten von Verbundträgern mit externer Bewehrung oder aus ultrahochfestem Beton.

2.2 Ultrahochfester Beton

2.2.1 Entwicklung und Überblick

Der erste Beton, der als direkter Vorgänger des heute üblichen ultrahochfesten Betons bezeichnet werden kann, wurde in den 1980er Jahren in Dänemark mit dem Namen CRC (Compact Reinforced Concrete) entwickelt. Damals wie heute wird dieser Baustoff noch häufig für Treppen oder Balkone angewendet [vH12]. Aufbauend auf den Erkenntnissen mit dem CRC wurde 1994 in Frankreich der RPC (Reactive Powder Concrete) vorgestellt [RC95], der immer noch als „Ductal[®]“ weiterexistiert. Mit diesem Material wurde 1997 auch die weltweit erste Fußgängerbrücke aus UHPC, die Sherbrooke Footbridge in Kanada, hergestellt [BC99]. Durch den vermehrten Einsatz des UHPC wurden immer mehr Architekten und Bauingenieure auf das Potenzial dieses Baustoffs aufmerksam, so dass es nach der Jahrtausendwende zu verstärkten Forschungsaktivitäten kam, die in Deutschland beispielsweise in das Schwerpunktprogramm 1182 „Nachhaltig Bauen mit ultrahochfestem Beton“ der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) mündeten [SFF14].

Heutzutage wird der Begriff ultrahochfester Beton üblicherweise für Betone mit charakteristischen Druckfestigkeiten von etwa 150 N/mm² bis 200 N/mm² verwendet. UHPC zeichnet sich aber vor allem durch eine besonders dichte Matrix aus, die diese hohen Festigkeiten erst möglich macht. Da aus dem nahezu porenlosen Gefüge des ultrahochfesten Betons auch eine sehr hohe Widerstandsfähigkeit gegen mechanische und chemische Angriffe resultiert, wird er häufig auch als Ultrahochleistungsbeton (engl. Ultra-High Performance Concrete, UHPC) bezeichnet. Gerade die hohe Dauerhaftigkeit des UHPC führte zu einem der ersten Einsätze in den Kühltürmen eines französischen Kraftwerks, wo ein besonders aggressives Innenklima vorlag [Feh+13].

Im Hinblick auf die Nachhaltigkeit bietet UHPC, aufgrund der Möglichkeit leichte und sehr dauerhafte Bauteile und Tragwerke zu realisieren, Vorteile im Vergleich zu Beton-, Stahl- oder Stahlverbundkonstruktionen. Die im Vergleich geringeren Umwelteinwirkungen ergeben sich vor allem dann, wenn materialgerecht konstruiert und die erhöhte Dauerhaftigkeit des UHPC berücksichtigt wird [SS14]. Bei Beachtung der Optimierungspotentiale im Hinblick auf die Mischungszusammensetzung sowie der für die Umwelt positiven Auswirkungen leichter Bauteile beim Transport und der Möglichkeit lastweiterleitende Bauteile ebenfalls filigraner zu gestalten, bietet der ultrahochfeste Beton in ökologischer Hinsicht noch weitere Vorteile. Aus den gleichen Gründen sind auch die Gesamtprojektkosten für Strukturen, in denen UHPC sinnvoll eingesetzt wird, in der Regel geringer als dies bei anderen Bauweisen der Fall wäre, wie am Beispiel einer Brücke in Japan in [Feh+13] beschrieben wird. Besonders bei der zusätzlichen Betrachtung von Instandsetzungs- und Unterhaltungskosten schneiden Bauwerke aus UHPC im Hinblick auf die Lebenszykluskosten gut ab [PS12, Rei09].

2.2.2 Ausgangsstoffe, Herstellung und Frischbetoneigenschaften

Um das oben beschriebene dichte Gefüge des ultrahochfesten Betons zu realisieren, werden bei der Herstellung im Wesentlichen drei wichtige Punkte berücksichtigt. Zum einen wird durch die Verwendung spezieller Zemente und der Wahl eines extrem niedrigen Wasser-Bindemittelwerts von nur etwa 0,20 der Porenraum deutlich reduziert. Zum anderen füllen die Feianteile der verwendeten Betonzusatzstoffe die noch verbliebenen Porenräume weiter aus. Zusätzlich werden hochwirksame Fließmittel eingesetzt, um trotz des hohen Feinstoffgehalts und des geringen Wasser-Zementwerts die gewünschte fließfähige Frischbeton-Konsistenz zu erreichen [DAf08]. Der ursprünglich aus drei Komponenten (Zement, Zuschlag und Wasser) bestehende Beton wird durch die Ergänzung mit Zusatzstoffen und Zusatzmitteln zum Fünf-Komponenten-Werkstoff. Aufgrund der dicht gepackten Matrix versagt der reine UHPC sehr spröde, weswegen dem Beton feine Stahlfasern zugegeben werden sollten, um ein duktileres Verhalten sicherzustellen [DAf08, Feh+13].

Zur Herstellung von UHPC werden nach der Beschreibung in Heft 561 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb) [DAf08] in der Regel folgende **Ausgangsstoffe** verwendet:

- feine und grobe Gesteinskörnungen
- Quarzmehl und andere Gesteinsmehle
- Zement
- Silicastaub
- Fließmittel
- Wasser
- Fasern

Die **Herstellung** des ultrahochfesten Betons erfolgt bislang aufgrund der hohen Ansprüche an die Qualität der Mischung und der Verarbeitung des frischen Betons häufig im Fertigteilwerk. Und auch für die Zukunft erscheint es zielführend die Mehrzahl der Bauteile aus UHPC stationär zu fertigen [SM14]. Für das Mischen des UHPC sollten Mischer mit einer ausreichenden Mischenergie verwendet werden, um den hohen Anteil an Feinstoffen aufzuschließen. Der Mischvorgang selbst beginnt in der Regel mit dem Mischen aller Trockenstoffe bis auf die Stahlfasern. Der weitere Mischvorgang nach der Zugabe des Wassers und des Fließmittels hängt unter anderem von den genauen Ausgangsstoffen und dem Mischertyp ab [DAf08, Feh+13]. Daher ist es immer erforderlich, realitätsnahe Misch- und Verarbeitungsversuche durchzuführen.

Die **Frischbetoneigenschaften** des UHPC unterscheiden sich nicht nur in Abhängigkeit der zuvor aufgeführten Parameter, die den Mischvorgang beeinflussen, sondern auch durch die Wahl des Größtkorns. Ursprünglich wurde ultrahochfester Beton überwiegend als fließfähiger Feinkornbeton mit einem Größtkorn von 1 mm oder kleiner entwickelt. Dies hat den Vorteil, dass es zu verminderten Spannungskonzentrationen in der Kornmatrix kommt. Im Laufe der Zeit wurden jedoch auch UHPC-Mischungen mit einem Größtkorn von 8 mm entwickelt, deren Eigenschaften denen der Feinkornmischungen entsprechen. Bei einem Grobkornbeton stellt sich in

der Regel eine eher plastische Frischbetonkonsistenz ein. Als Zuschlag wird bei diesen Mischungen immer eine hochfeste Gesteinskörnung wie z.B. Basalt verwendet, da die Matrixfestigkeit so hoch ist, dass es beim Versagen des UHPC auch zu Rissen in der Gesteinskörnung kommt. Daher ergibt sich bei höherer Festigkeit der Zuschläge auch eine gesteigerte Festigkeit des ultrahochfesten Betons. UHPC benötigt aufgrund seiner zähviskosen Konsistenz deutlich mehr Rüttelenergie und entlüftet langsamer als Normalbeton. Dies gilt nicht nur für die Herstellung der eigentlichen Bauteile, sondern auch für die Konformitätsprobekörper [Feh+13].

Zur Vermeidung der sogenannten „Elefantenhaut“ sollte sofort nach Einbringen des Betons in die Schalung mit der Nachbehandlung begonnen werden. Eigene Erfahrungen belegen die Wirksamkeit des Besprühens der Oberfläche mit einem feinen Wassernebel. Ergänzend bzw. alternativ können geeignete Nachbehandlungsmittel eingesetzt und die Oberfläche mit Folien luftdicht abgedeckt werden. Die Elefantenhaut ist nicht nur ein optisches Problem, sondern sie behindert auch die Entlüftung des Betons während des Rüttelvorgangs [DAf08].

2.2.3 Festbetoneigenschaften

Wie in den vorherigen Abschnitten bereits erläutert besitzt der ultrahochfeste Beton im erhärteten Zustand eine sehr dichte, nahezu kapillarporenfreie Zementsteinmatrix. Neben seiner Druckfestigkeit zeichnet sich UHPC daher im festen Zustand durch eine sehr hohe Widerstandsfähigkeit gegen mechanische und chemische Angriffe aus. Im Vergleich zu normal- und hochfesten Betonen sind unter anderem die Abwitterungsraten unter Frost-Tausalz Beanspruchung als auch der Chloriddiffusionskoeffizient stark reduziert und die Carbonatisierung verläuft langsamer [Lud05].

Aufgrund dieser Tatsache lässt sich die Betondeckung für die einbetonierten Verbunddübeln und die verwendete Betonstahlbewehrung deutlich reduzieren. Um trotz des extrem dichten Gefüges ein duktileres Versagensverhalten unter Druck- und Zugbeanspruchungen zu gewährleisten, werden meist 0,5 – 2,5 Vol.-% Faserbewehrung zugegeben. Diese besitzen auf die Festbetoneigenschaften einen großen Einfluss, so dass die Betrachtung der Spannungs-Dehnungsbeziehung nicht unabhängig von der zugegebenen Fasermenge und -art möglich ist. Aus diesem Grund werden die Eigenschaften der Faserbewehrung im Abschnitt 2.2.4 gesondert beschrieben.

Das Gesamtschwindmaß von nicht wärmebehandeltem UHPC beträgt laut [Feh+13] etwa 0,6 mm/m bis 0,9 mm/m. Da UHPC einen niedrigen Wasser-Zementwert und einen hohen Zementgehalt besitzt, dominiert das autogene Schwinden deutlich im Vergleich zum Trocknungsschwinden. Das starke autogene Schwinden führt bei Verformungsbehinderung z.B. durch Bewehrung zu großen Zwangsspannungen bzw. Rissbildung im Bauteil. Durch eine Wärmebehandlung kann das Schwinden reduziert werden [DAf08]. Eine genaue Angabe der Endkriechzahl ist für UHPC ohne Wärmebehandlung sehr schwierig. Sie liegt in der Größenordnung von $\varphi = 0,6 - 1,4$ [Feh+13].

Druckfestigkeit

Im einaxialen Druckversuch weist UHPC bis zu einem Spannungsniveau von ca. 70 % bis 80 % einen nahezu linear-elastischen Spannungs-Dehnungsverlauf auf und folgt anschließend bis zum Erreichen der maximalen Druckspannung nähe-

rungsweise einem parabelförmigen Verlauf [Feh+13]. Dieser resultiert aus der vermehrten Mikrorissbildung im Beton, welche zu einer Abnahme der Steifigkeit und damit einer überproportionalen Zunahme der Dehnungen führt. Im Vergleich zu Normalbeton ist die Mikrorissbildung im ansteigenden Ast jedoch stark vermindert. Bei Erreichen der Druckfestigkeit tritt bei einem ultrahochfesten Beton ohne Fasern ein explosionsartiges Versagen ein, wodurch kein abfallender Ast in der Spannungs-Dehnungsbeziehung ermittelt werden kann. Dieses Verhalten resultiert aus einer reduzierten Verzahnung auftretender Makrorisse infolge des feineren Betongefüges. Durch die Zugabe von Faserbewehrung lässt sich vor allem das Nachbruchverhalten des UHPC sehr günstig beeinflussen und die Duktilität verbessern, während sich der ansteigende Ast kaum und die Maximallast nur gering von einem faserfreien Beton unterscheiden (vgl. Abbildung 2.1) [Leu07].

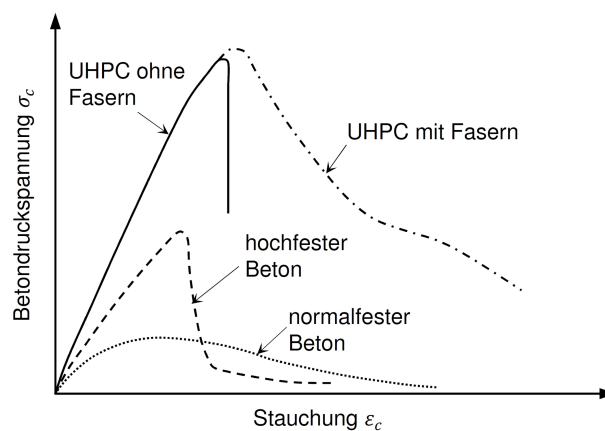


Abbildung 2.1: Typische Spannungs-Dehnungsbeziehungen normal-, hoch- und ultrahochfester Betone (nach [Leu07])

Der Entfestigungsverlauf im Nachbruchbereich des UHPC ist stark vom Fasergehalt und der Fasergeometrie abhängig. Zusätzlich variiert der genaue Verlauf des abfallenden Astes der Spannungs-Dehnungsbeziehung in Abhängigkeit von der Verteilung sowie der Orientierung der Fasern im Querschnitt, weshalb es nicht möglich ist, eine allgemeingültige Arbeitslinie für UHPC zu definieren. Daher kann, wie in Abbildung 2.2 dargestellt, nur ein Streubereich angegeben werden. Aufgrund der hohen Packungsdichte im Feinststoffbereich besitzt UHPC gegenüber normal- und hochfesten Betonen bei gleicher Gesteinskörnung eine höhere Steifigkeit. Der Elastizitätsmodul liegt für die üblichen Druckfestigkeiten in einer Größenordnung von 45.000 N/mm² bis 55.000 N/mm² [DAf08].

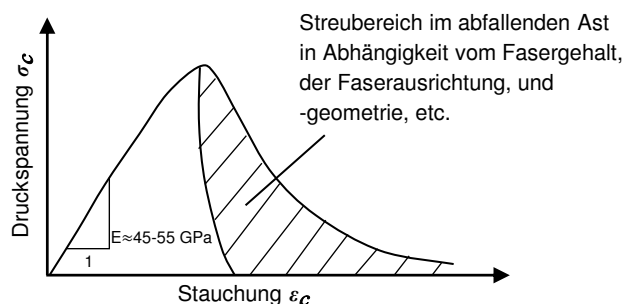


Abbildung 2.2: Schematische Spannungs-Dehnungsbeziehung von UHPC unter einaxialem Druck mit Streubereich im abfallenden Ast (nach [DAf08])

Zugfestigkeit

Die Zugfestigkeit von ultrahochfestem Beton ist im Gegensatz zur Druckfestigkeit gering und liegt in der Größenordnung von 7 N/mm^2 bis 11 N/mm^2 [Feh+13]. Sie wird in der Regel in kraftgesteuerten, zentrischen Zugversuchen an ungekerbten Proben ermittelt. Im Rahmen der durchgeführten, experimentellen Forschungsarbeiten wurden hierzu spezielle, am Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München (TUM) entwickelte, knochenförmige Zugprobekörper mit einer Höhe von 45 cm verwendet. Genaueres zur Versuchsdurchführung und den Abmessungen der Probekörper findet sich in [Fit12]. Grundsätzlich lässt sich bei Zugversuchen kein wesentlicher Unterschied zwischen Fein- und Grobkornbetonen feststellen [Leu07].

Ohne Faserzugabe stellt sich bei Zugprobekörpern aus UHPC ein sehr sprödes Versagen ein, was daran liegt, dass aufgrund der hohen Matrixfestigkeit und des guten Zuschlag-Matrixverbundes die entstehenden Makrorisse auch durch die Zuschlagskörner verlaufen und es auf diese Weise zu sehr glatten Rissufern kommt. Eine Verzahnung der Rissufer ist dabei im Gegensatz zu Normalbeton nur noch in geringem Umfang möglich [Feh+13]. Aus dieser Tatsache resultiert auch die vergleichsweise niedrige Bruchenergie des UHPC, die etwa bei 50 N/m für Feinkorn-UHPC bis 100 N/m für einen Grobkorn-UHPC liegt [MSW03].

Eine Zugabe von Fasern bewirkt zum einen eine Erhöhung der Zugtragfähigkeit und bietet zum anderen die Möglichkeit, bei verhältnismäßig großen Rissöffnungen noch Kräfte über einen Riss übertragen zu können, was den Verlauf des Nachbruchbereichs stark beeinflusst. Durch die rissüberbrückende Wirkung sind die Fasern in der Lage, einen Teil der Matrixzugfestigkeit und auch Spannungen oberhalb dieses Wertes zu übertragen [Feh+13]. Analog zum Nachbruchverhalten bei einaxialer Druckbeanspruchung wird das Nachbruchverhalten im Wesentlichen durch den Fasergehalt und die Faserorientierung beeinflusst, was ebenfalls dazu führt, dass der Verlauf des Entfestigungsastes nur sehr schwer eindeutig beschrieben werden kann. Abbildung 2.3 zeigt hierzu schematisch den möglichen Streubereich des abfallenden Astes.

In direktem Zusammenhang mit der Zugfestigkeit und dem Verlauf des Entfestigungsastes steht die Bruchenergie G_f , die definiert ist als diejenige Energie, die aufgebracht werden muss, um einen Trennriss über eine Einheitsfläche zu erzeugen. Sie entspricht daher der Fläche unter der um die elastischen Dehnungen bereinigten Spannungs-Dehnungskurve. Grafisch lässt sie sich als die von der Zugspannungs-Rissöffnungsbeziehung eingeschlossene Fläche deuten (vgl. Abbildung 2.4) [ZZ10].

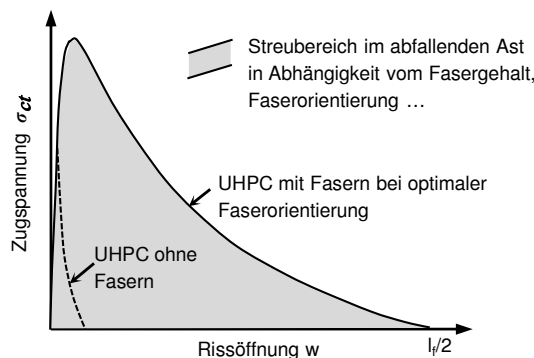


Abbildung 2.3: Schematische Spannungs-Rissöffnungsbeziehung von UHPC im Zugversuch mit Streubereich (nach [DAf08])

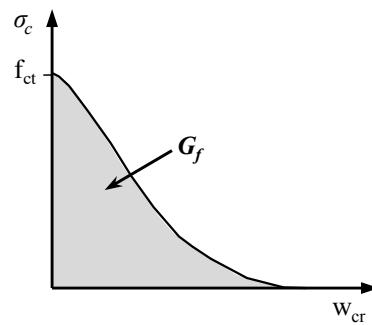


Abbildung 2.4: Definition der Bruchenergie im Spannungs-Rissöffnungsdiagramm (nach [ZZ10])

Adhäsion

Die Adhäsion bzw. der Haftverbund des ultrahochfesten Betons ist im Vergleich zum Normalbeton noch einmal deutlich größer. So lässt sich z.B. die Verbundlänge von Betonstahl in UHPC gegenüber Normalbeton auf etwa ein Zehntel reduzieren [Jun06]. An glatt poliertem Stahl ist diese nach [Juh11] prinzipiell so hoch, dass unter Zugbelastung der UHPC vor der Verbundfuge versagt. Allerdings ist ein deutlicher Einfluss der Nachbehandlung der untersuchten Proben erkennbar. Bei Probekörpern, die einem freien Schwinden unterlagen, bildeten sich an der Adhäsionsfläche Mikrorisse, die zu einem früheren Versagen führen können [Juh11, Juh+12].

2.2.4 Faserbewehrung

Die Faserbewehrung wird im ultrahochfesten Beton mit dem Zweck eingesetzt die Duktilität des spröden Ausgangswerkstoffes zu erhöhen. In nahezu allen Fällen werden dazu Stahlfasern verwendet, die einen Durchmesser von 0,10mm bis 0,40mm und eine Länge von 9mm bis 20mm besitzen. Da der duktilitätssteigernde Einfluss der Stahlfasern darauf beruht, dass der Haftverbund versagt und die Fasern ausgezogen werden, bevor es zum Reißen der Faser kommt, besitzen diese sogenannten Mikrofasern Zugfestigkeiten von über 2000N/mm² [Feh+13, HDK11]. Ein wichtiger Einflussfaktor auf das Tragverhalten eines Bauteils ist neben der Faserart, der Fasergeometrie und dem Fasergehalt die Faserorientierung. Wie aus Abbildung 2.5 für das Beispiel einer Biegezugbeanspruchung zu erkennen ist, ist der Wirkungsgrad der Fasern am höchsten, wenn sie in Zugrichtung orientiert sind.

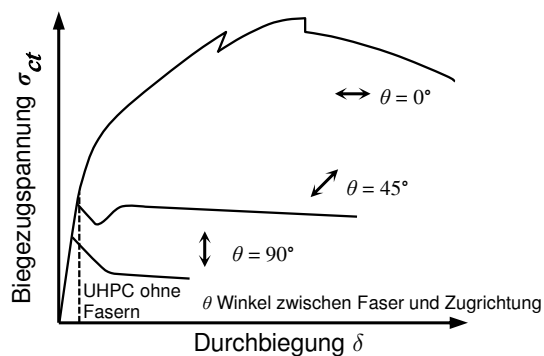


Abbildung 2.5: Einfluss der Faserorientierung auf die Biegezugfestigkeit (nach [Beh96])

Um das Materialverhalten von UHPC wirklichkeitsnah abschätzen zu können, ist es daher erforderlich die Orientierung der Stahlfasern zu kennen. Grundsätzlich verteilen sich die Fasern dreidimensional, d.h. alle Winkel der rissquerenden Fasern haben die gleiche Auftretenswahrscheinlichkeit. Durch gezielte Beeinflussung oder äußere Einwirkungsfaktoren können allerdings auch ein- oder zweidimensionale Verteilungen auftreten. Äußere Einwirkungsfaktoren sind beispielsweise die Fließ- oder Betonierichtung und die Schalung. Stahlfasern orientieren sich vornehmlich in Fließrichtung und besitzen an den Schalkanten eine Orientierung parallel zu diesen [HDK11].

Um den Einfluss der Faserorientierung in Bemessungsgleichungen berücksichtigen zu können, wurde der Faserorientierungsbeiwert η eingeführt, der nach [DAf99] sowie Abbildung 2.6 wie folgt definiert werden kann:

$$\eta = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \cos \alpha_i = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \frac{l'_e}{l_e} \quad 0 \leq \eta \leq 1,0 \quad (2.1)$$

mit:

- η Faserorientierungsbeiwert [-]
- N Gesamtanzahl der Fasern [-]
- α_i Winkel der jeweiligen Faser zur betrachteten Zugrichtung [°]
- l'_e projizierte Einbindelänge der Faser [mm]
- l_e Einbindelänge der Faser [mm]

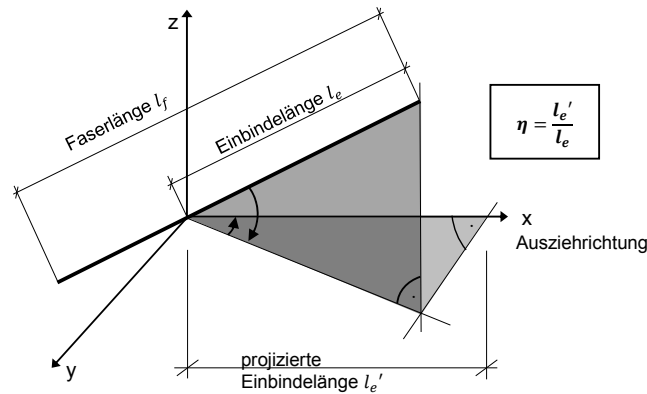


Abbildung 2.6: Schematische Darstellung der projizierten Einbindelänge (nach [HDK11])

Marković [Mar06] schlägt zusätzlich zur Bestimmung der Faserorientierung über die projizierte Einbindelänge nach Gleichung (2.1) eine Ermittlung anhand der projizierten Schnittflächen entsprechend Abbildung 2.7 vor. Verläuft die Faser senkrecht zum Riss, so stellt diese sich in der Schnittfläche als Kreis dar. Andernfalls ist sie elliptisch oder im Extremfall in Längsrichtung geschnitten. Die Bestimmung der Faserorientierung erfolgt dann nach Gleichung (2.2):

$$\eta = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \cos \alpha_i = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \frac{d_f}{d_{f2,i}} \quad 0 \leq \eta \leq 1,0 \quad (2.2)$$

mit:

- d_f Durchmesser der Faser [mm]
- $d_{f2,i}$ größerer Durchmesser der Ellipse beim Faserschnitt [mm]

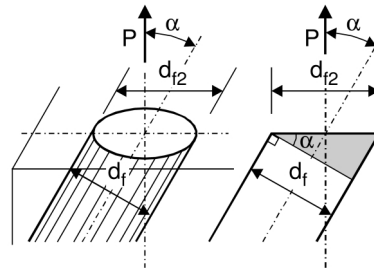


Abbildung 2.7: Orientierung einer Einzelfaser in Relation zur Zugrichtung [Mar06]

Mit Hilfe der Kenntnis über die Beziehung zwischen dem Winkel α und dem Ellipsendurchmesser der Faser kann die Faserorientierung optisch ermittelt werden. Ein photooptisches Verfahren, das diese Aufgabe übernimmt, wurde inklusive der zugehörigen Software (*Elli Faserdetektion*) von *Langen* [Lan09] an der RWTH Aachen entwickelt. Dabei wird der vorgesehene Probenbereich zunächst so aus dem Bauteil herausgeschnitten, dass eine zur Zugrichtung senkrechte Ebene entsteht. Beim Schneiden des Betons werden die Fasern allerdings durch die starke mechanische und thermische Beanspruchung verschmiert. Daher wird im nächsten Schritt durch Schleifen der Betonoberfläche der ursprüngliche Ellipsenquerschnitt der Fasern wieder hergestellt. Zusätzlich können die Probekörper anschließend noch nass poliert werden, um eine optimale Oberfläche zu erhalten. Die so vorbereitete Oberfläche wird dann mit einer digitalen Spiegelreflexkamera unter gleichmäßiger Beleuchtung in einem Winkel von etwa 5° bis 10° zur Senkrechten fotografiert. Aufgrund der unterschiedlichen Reflexion des Lichts kann das Programm schließlich die hellen Fasern vom dunklen Beton unterscheiden sowie die Anzahl der Fasern und ihre Orientierung über den Ellipsendurchmesser ermitteln.

Da dieses Verfahren sehr aufwendig und nicht zerstörungsfrei ist, wird in [HDK11] eine Abschätzung für die möglichen Faserorientierungsbeiwerte abhängig von der räumlichen Ausrichtung angegeben:

- 3D-Orientierung: $0,200 \leq \eta_{3D} \leq 0,667$
- 2D-Orientierung: $0,375 \leq \eta_{2D} \leq 0,785$
- 1D-Orientierung: $0,825 \leq \eta_{1D} \leq 1,000$

Das Tragverhalten von zugbeanspruchtem faserbewehrtem Beton kann mit Hilfe von Abbildung 2.8 nach *Leutbecher und Fehling* [LF09] beschrieben werden. Je nach Faserart und Fasergehalt zeigt der Beton unter Zugbeanspruchung entweder ein verfestigendes Verhalten (Kurve 1) oder ein entfestigendes Verhalten (Kurve 2). Liegt ein verfestigendes Verhalten vor, so ist die Faserwirksamkeit σ_{eff} größer als die ideale Rissspannung des Faserbetons $\sigma_{cf,cr}^i$ und es kommt zu einer ausgeprägten Mehrfachrissbildung. Beim entfestigenden Verhalten ist die ideale Rissspannung des Faserbetons die höchste Spannung, die erreicht wird. Die Faserwirksamkeit, die der maximalen Tragfähigkeit der Faserbewehrung entspricht und auch als Nachrisszugfestigkeit bezeichnet wird, liegt dann unter diesem Wert.

Nach [Leu07] kann die Faserwirksamkeit σ_{eff} mit Gleichung (2.3) ermittelt werden. Neben der Faserschlankheit l_f/d_f , dem Fasergehalt ρ_f sowie der Verbundspannung τ_{fm} zwischen Faser und Matrix werden in dieser Gleichung auch die Faserorientierung η und der Faserwirksamkeitsbeiwert g berücksichtigt.

$$\sigma_{cf0} = g \cdot \eta \cdot \rho_f \cdot \tau_{fm} \cdot \frac{l_f}{d_f} \quad (2.3)$$

mit:

| | |
|----------------|---|
| σ_{cf0} | Faserwirksamkeit [N/mm ²] |
| g | Faserwirksamkeitsbeiwert [-] |
| ρ_f | Fasergehalt [Vol.-%] |
| τ_{fm} | mittlere Verbundspannung zwischen Faser und Matrix [N/mm ²] |
| l_f | Faserlänge [mm] |

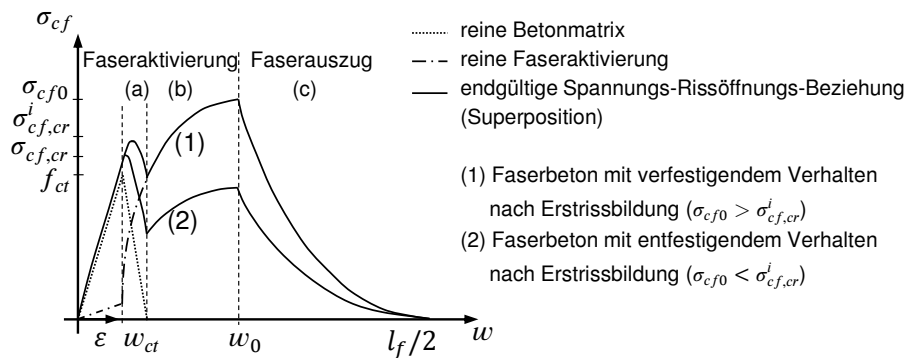


Abbildung 2.8: Modellhafte Darstellung der Überlagerung von Matrixentfestigung und Faseraktivierung an der Spannungs-Rissöffnungsbeziehung (nach [LF09])

Der Faserwirksamkeitsbeiwert g wird auch als Schädigungsbeiwert bezeichnet und berücksichtigt die unterschiedlich großen Auszieh Widerstände der Fasern für verschiedene Faserneigungswinkel, die Verschlechterung der Verbundverhältnisse durch Matrixabplatzungen an der Faseraustrittsstelle sowie die gegenseitige Beeinflussung der Fasern untereinander [LF09]. In der Literatur gibt es zur Abschätzung für diesen Wert verschiedene Angaben, die zwischen 0,75 und 1,2 liegen [Leu07].

Die analytische Beschreibung des Zugtragverhaltens von Faserbeton erfolgt nach [Leu07, LF09] getrennt für die Phasen der Faseraktivierung (Gleichung (2.4)) und des Faserauszugs (Gleichung (2.5)). Die Phase der Faseraktivierung endet mit dem Erreichen der Faserwirksamkeit als obere Grenze der Zugfestigkeit des Betons.

Der in Abbildung 2.8 dargestellte Verlauf der Spannungs-Rissöffnungsbeziehung mit dem Anstieg der Spannung bis zur ideellen Rissspannung des Faserbetons sowie dem anschließenden Abfall wird dabei nicht exakt berücksichtigt, sondern Gleichung (2.4) folgt eher dem Verlauf der Kurve für die reine Faseraktivierung.

$$\sigma_{cf} = \sigma_{cf0} \cdot \left(2 \cdot \sqrt{\frac{w}{w_0}} - 1 - \frac{w}{w_0} \right) \quad (2.4)$$

mit:

| | |
|---------------|---|
| σ_{cf} | Zugspannung des Faserbetons unter Berücksichtigung der Stahlfasern [N/mm ²] |
| w | aktuelle Rissbreite [mm] |
| w_0 | Rissbreite bei Erreichen der Faserwirksamkeit [mm] |

Die Beschreibung des Verlaufs der Zugspannung des Faserbetons beim Faserauszug erfolgt ebenfalls mit der Faserwirksamkeit als Basiswert. Gleichung (2.5) gibt die in [LF09] vorgestellte Beziehung wieder. Sobald die Rissbreite die halbe Faserlänge erreicht, liegt rechnerisch keine Zugtragfähigkeit des Faserquerschnitts mehr vor.

$$\sigma_{cf} = \sigma_{cf0} \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{w}{l_f}\right)^2 \quad (2.5)$$

2.3 Entwicklung der Verbundmittel

2.3.1 Verbundmittel bis 1960

Stahlverbundkonstruktionen zeichnen sich immer durch die Verbindung der beiden Werkstoffe Beton und Stahl aus. In Verbundträgern übernimmt der Beton dabei optimaler Weise nur die Druckkräfte, während der Baustahl die Zugkräfte abträgt. Damit das Zusammenwirken der beiden Verbundpartner funktioniert, ist eine Schubkraftübertragung zwischen diesen notwendig. Bis etwa 1930 wurden die allermeisten Verbundkonstruktionen mit Walzträgern in Beton (WiB) errichtet. Dabei wurden die Walzträger wie eine biegesteife Bewehrung behandelt, bei welcher die Schubkraftübertragung über Adhäsion erfolgte. Allerdings gab es bereits damals Zweifel, ob bei diesen Trägern der Haftverbund zur Aufnahme der Schubkräfte ausreichend war bzw. ob er angesetzt werden durfte [Wap93]. Daher erfolgte die erste Anwendung von Verbundmittel schon 1902 bei einer von der Maschinenfabrik Augsburg Nürnberg (MAN) in Gustavsburg entwickelten Bimsbetondecke. Als Bewehrung wurde ein Flachstahl mit aufgenieteten Druckwinkeln verwendet, die zur Steigerung der Schubkraftübertragung dienten und die somit die ersten bewusst verwendeten Verbundmittel darstellen [Doo52].

In der Folge kam es bei vereinzelt Konstruktionen mit Walzträgern ebenfalls zur Anwendung einer Verdübelung. So wurde 1907 erstmals durch Kaufmann eine Bauweise erwähnt, die den heutigen Verbunddübelleisten sehr ähnlich ist [Wap93]. Die sogenannte Bulbeisendecke, auch als Bauweise Pohlmann bekannt, bestand aus einem unsymmetrischen Stahlträger mit größerem Untergurt und Stegöffnungen, durch die der Frischbeton durchtreten konnte (vgl. Abbildung 2.9). Durch die Stegöffnungen wurden an den Trägerenden Schlingen aus Bewehrung geführt, um die Querkräfte hochzuhängen [Ker13].

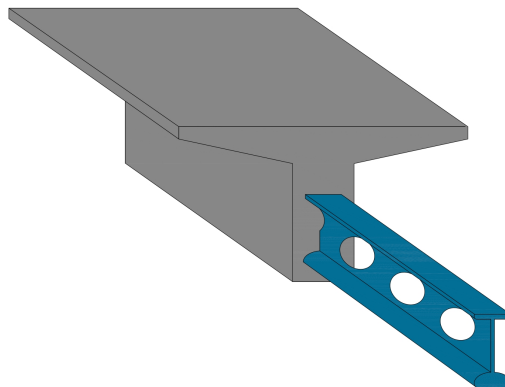


Abbildung 2.9: Ausschnitt einer Bulbeisendecke (nach [Wap93])

Bis etwa 1960 wurden viele Versuche zu Verbundmitteln durchgeführt und die unterschiedlichsten Varianten ausprobiert [MSS04]. In Abbildung 2.10 findet sich eine Auswahl der lange Zeit gebräuchlichen Verbundmittel. Schon damals wurden die Verbundmittel in weiche und starre Dübel unterteilt. Während die Amerikaner weiche Dübel bevorzugten, wurden in Europa eher starre Verbundmittel wie die Blockdübel verwendet, die sich auch im Grenzzustand der Tragfähigkeit nicht oder nur gering verschieben [Rei02]. Weitere Beispiele für unterschiedliche Verbundmittelarten finden sich unter anderem bei *Muess, Sauerborn und Schmitt* [MSS04], *Petraschek* [Pet08], *Reitz* [Rei02], *Wapenhans* [Wap93] und *Zapfe* [Zap01].

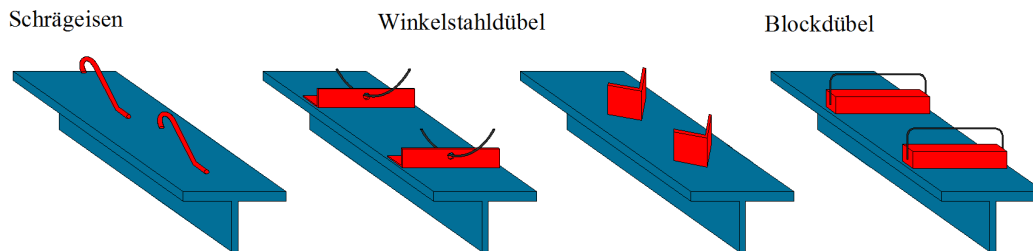


Abbildung 2.10: Unterschiedliche Verbundmittelarten auf einem Stahlbergurt

2.3.2 Kopfbolzendübel

Die heute weltweit eingesetzten Kopfbolzendübel wurden in den USA entwickelt und gewannen ab 1960 auch in Europa mehr an Bedeutung [MSS04, Wap93]. Einer der Hauptgründe dafür war die Verbreitung der Bolzenschweißtechnik [Sat62]. Mit Hilfe dieses Verfahrens war es möglich Bolzen beliebiger Form sehr wirtschaftlich auf Stahlprofile zu schweißen [MSS04, Rei02]. Die ersten wissenschaftlichen Untersuchungen an Kopfbolzendübeln in Deutschland wurden 1962 unter anderem durch *Sattler* [Sat62] durchgeführt. Dabei kamen sowohl Dübel mit als auch ohne Wendeln als Zusatzbewehrung zum Einsatz. Die Untersuchungen zeigten, dass Kopfbolzendübel eine hohe Tragfähigkeit und ein duktiler Verhalten besitzen. Die Verwendung einer Wendelbewehrung führte zu einer höheren Tragfähigkeit, allerdings reduzierte sich gleichzeitig das Verformungsvermögen [Buc66, Sat62]. Neben den Kopfbolzendübeln kamen in den Anfangszeiten auch gerade Dübel ohne Kopf zur Anwendung, die keine Aufnahme der abhebenden Kräfte ermöglichten. Zusätzlich zu diesen mussten dann noch Verankerungsdübel z.B. in Form von spiralförmigen Rundbolzen, sogenannten „*Schweineschwanz-Verankerungen*“ [Thu66] ausgeführt werden. Eingang in die Normung fanden die Kopfbolzendübel erstmals mit der 1974 eingeführten „*Richtlinie für die Ausführung und Bemessung von Stahlverbundträgern*“ (Verbundträgerrichtlinie) [DIN74]. In dieser Richtlinie wurde zusätzlich zur Tragfähigkeit der Kopfbolzendübel (mit und ohne Wendeln) auch die Bemessung von Blockdübeln, Hakenankern sowie Bolzendübeln mit zusätzlichen Verankerungsdübeln behandelt.

Ab den 80er Jahren wurden weltweit in der Regel, die in Abbildung 2.11 dargestellten, Kopfbolzendübel eingesetzt. Starre Verbundmittel wie die Blockdübel kamen aufgrund der Nachteile bei der Bemessung und vor allem der unwirtschaftlichen Ausführung seltener zum Einsatz. Gerade Bolzen mit zusätzlichen Verankerungselementen sowie Hakenanker waren aus wirtschaftlicher Sicht ebenfalls keine Alternative. Gegen die Verwendung von Kopfbolzendübeln mit Wendelbewehrung gab es Vorbehalte, da es bei diesen problematisch war den Bereich zwischen Wendel und Kopfbolzendübel unter Baustellenbedingungen vollständig mit Beton zu füllen [Bod87].

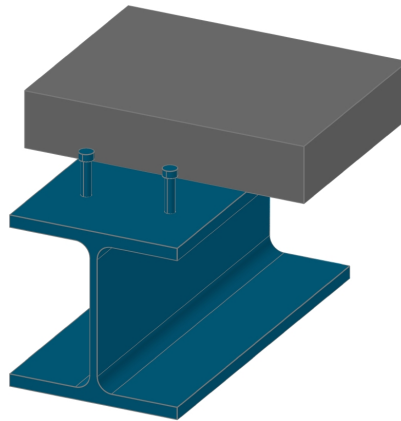


Abbildung 2.11: Kopfbolzendübel auf Walzprofil

2.3.3 Verbunddübelleisten

Im Gegensatz zu den Kopfbolzendübeln und den anderen bisher beschriebenen diskreten Verbundmitteln, die lokal auf den Obergurt eines Stahlträgers geschweißt werden und dort die Schubkräfte einleiten (vgl. Abbildung 2.10), erfolgt die Kraftübertragung bei kontinuierlichen Verbundmitteln, wie z.B. der Verbunddübelleiste, über die gesamte Trägerlänge.

Bei Verbunddübelleisten handelt es sich um Stahlleisten, die mit einer speziellen Ausnehmungsgeometrie versehen werden. Die Ausnehmungen können entweder aus einem Flachstahl heraus gestanzt oder in diesen hinein geschnitten werden. Anschließend können diese Leisten auf den Obergurt eines Stahlprofils geschweißt werden (Abbildung 2.12, links). Alternativ hierzu kann das Einschneiden der gewünschten Ausnehmungsform direkt in den Steg eines Walzprofils erfolgt, wodurch mit einem Schnitt zwei T-förmige Stahlträger hergestellt werden können (Abbildung 2.12, rechts). Falls es für eine spezielle Anwendung keine geeigneten Walzprofile gibt, besteht auch die Möglichkeit den T-förmigen Stahlträger aus Grobblechen mit beliebigen Abmessungen und gegebenenfalls auch unterschiedlichen Stahlgüten für Steg und Flansch als Schweißprofil herzustellen. Solche „hybriden Verbundträger“ können gerade im Hinblick auf die wirtschaftliche Ausnutzung des Stahls sehr vorteilhaft sein [Bod85].

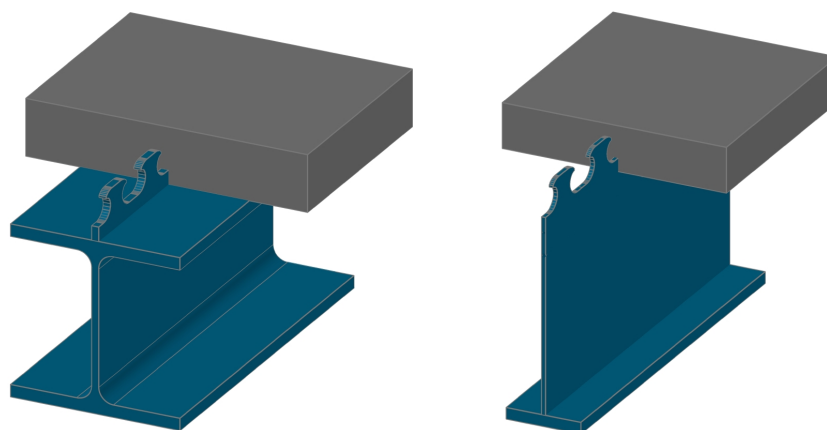


Abbildung 2.12: Anwendungsmöglichkeiten von Verbunddübelleisten; auf dem Obergurt (links) oder direkt im Steg (rechts)

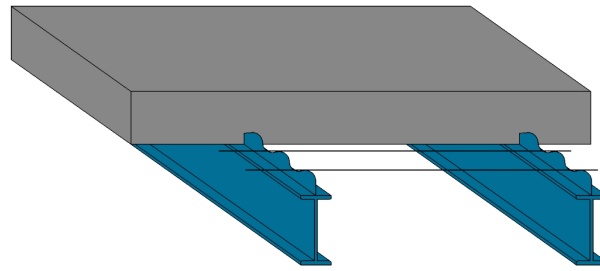


Abbildung 2.13: Prinzipskizze der Verbundbrückenträger über die Oise in Frankreich im Jahr 1966 (nach [Ber09a])

Erste Beispiele für kontinuierliche Verbundmittel gab es, wie in den vorherigen Abschnitten beschrieben, bereits zu den Anfangszeiten des Stahlbetonbaus. Eine erste Anwendung von Verbunddübelleisten im Stahlverbundbau wurde im Jahr 1966 beim Bau einer Brücke über die Oise in Frankreich dokumentiert. Auf dem Obergurt eines Stahlträgers wurden Leisten mit Wellenprofil eingesetzt (vgl. Abbildung 2.13). Hierbei wurde neben dem Verbund, der aus der Sinusform dieser Leiste resultierte, zur Übertragung der Schubkräfte zusätzlich der Reibverbund aufgrund der vorhandenen Quervorspannung angesetzt [Ber09a, Ber+09b].

Gerade zu der Zeit, als sich die Kopfbolzendübel als Standard-Verbundmittel etablierten, begann in Deutschland die systematische Untersuchung von kontinuierlichen Verbundmitteln. Nahezu zeitgleich wurden 1985 die „Perfobondleiste“ [And85], die „Kombidübelleiste“ [Bre11] und die „stehende Lochleiste“ [SW90, Wap93] entwickelt und jeweils auch zum Patent angemeldet. Während die in der DDR angewendete stehende Lochleiste wissenschaftlich nicht weiter in Erscheinung trat, gab es zu der in Abbildung 2.14 dargestellten und von *Andrä* [And85, And90] und *Leonhardt et al.* [Leo+87] entwickelten Perfobondleiste bereits in den 80er Jahren einige wissenschaftliche Veröffentlichungen.

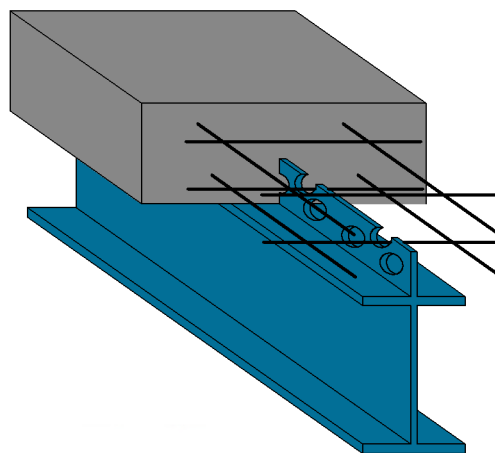


Abbildung 2.14: Verbundträger mit Perfobondleiste und Bewehrung (nach [DIB91])

Perfobondleiste

Die Entwicklung der Perfobondleiste resultierte nach *Andrä* [And85] aus der Suche nach einem Verbundmittel, das sich unter Gebrauchslasten steif verhält, im Nachbruchbereich eine gute Duktilität zeigt und die Schubkraftübertragung kontinuierlich ermöglicht. Die weiteren experimentellen Untersuchungen zeigten, dass die Per-

fobondleiste diese Eigenschaften besitzt und zusätzlich ein sehr günstiges Ermüdungsverhalten aufweist [And90, Leo+87].

Die Perfobondleiste erhielt 1991 als erstes kontinuierliches Verbundmittel eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung (AbZ) [DIB91] für Lochdurchmesser bis 40 mm und wurde im Jahr 1992 beim Bau der Brücke über den Rio Caroni in Venezuela eingesetzt [Sau+92]. Anschließend wurden sowohl an der Universität der Bundeswehr [Wur98] als auch an der TU Darmstadt durch *Reitz* [Rei02] vertiefende Untersuchungen an der Perfobondleiste durchgeführt. Im Jahr 2000 erfolgte die Verlängerung der Zulassung [DIB00b].

Kombidübelleiste

Brendel [Bre11] entwarf die Kombidübelleiste mit dem Gedanken, dass ein solches Verbundmittel besonders vorteilhaft für obergurtlose Träger ist, da das Einschneiden der Ausnehmungen direkt im Steg erfolgen konnte. Die ersten wissenschaftlichen Untersuchungen zur Kombidübelleiste erfolgten ab 1987 an der Universität in Kaiserslautern von *Bode* [BK88]. Obwohl diesem Verbundmittel zunächst keine Zulassung erteilt wurde, erfolgte der erste in Deutschland dokumentierte Einsatz einer Verbunddübelleiste mit der Kombidübelleiste im Privathaus von *Brendel* bereits 1985. Der Bauherr schreibt dazu in [Bre11], dass er 10 m lange Kombiträger mit birnenförmigen Stegaussparungen in einer Verbunddecke mit 20 cm Höhe verwendete. Wie aus Abbildung 2.15 zu erkennen ist, sind die Ausnehmungen in dem T-förmigen Stahlprofil damals nicht viel größer als der Bewehrungsdurchmesser gewesen.



Abbildung 2.15: Erste Anwendung der Kombidübel im Privathaus von Irmfried Brendel [Bre11]

Weitere experimentelle und später auch numerische Untersuchungen der Kombidübelleisten erfolgten ab 1992 an der Universität der Bundeswehr in München durch *Wurzer* [Wur98]. Dabei wurde zunächst die statische Tragfähigkeit sowie der Einfluss von größeren Ausnehmungen erforscht. Auf Basis dieser Ergebnisse erteilte das DIBt (Deutsches Institut für Bautechnik) im Jahr 2000 dann die allgemeine bauaufsichtliche Zulassung für Kombidübelleisten mit Ausnehmungen bis 100 mm Durchmesser [DIB00a]. *Zapfe* [Zap01] führte anschließend Trägerversuche durch und ergänzte das von *Wurzer* [Wur98] entwickelte Modell. Die Ermüdungsfestigkeit der Kombidübelleiste wurde einige Zeit später von *Burger* [Bur09] untersucht.

Eine detaillierte Zusammenstellung der Versuchsergebnisse sowie ein Vergleich der Zulassungen für die Kombidübel- und die Perfobondleiste findet sich in [Zap01].

Hierbei fällt auf, dass neben der Ausnehmungsgeometrie die Ausnehmungsgröße der Hauptunterschied ist. Aufgrund der größeren Ausnehmungen bei der Kombidübelleiste wurde eine höhere Duktilität festgestellt als bei der Perfobondleiste. Die Duktilität der Perfobondleiste wurde als nicht ausreichend eingestuft, um einen plastischen Ausgleich der Schubkräfte in der Verbundfuge im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu erlauben, so dass in der bauaufsichtlichen Zulassung [DIB91] eine Verteilung der Ausnehmungen entsprechend dem elastischen Schubkraftverlauf gefordert wurde. Ein anderer wichtiger Unterschied zwischen den beiden Leistenarten bestand in der Tatsache, dass bei den Kombidübelleisten alle Ausnehmungen nach oben hin geöffnet waren und diese für die Anwendung in obergurtlosen Profilen vorgesehen waren (vgl. Abbildung 2.15), wohingegen die Perfobondleiste nur auf dem Obergurt eines Stahlprofils angeschweißt werden durfte.

Vergleich von Kopfbolzendübel und Verbunddübelleiste

Die von *Andrä* [And85] und *Brendel* [Bre11] erkannten Vorteile der Verbunddübelleisten gegenüber den klassischen Kopfbolzendübeln sind auch heute noch die wichtigsten Argumente für den Einsatz von kontinuierlichen Verbundmitteln:

- Höhere Steifigkeit unter Gebrauchslasten, gute Duktilität im Nachbruchbereich und kontinuierlicher Schubkraftabtrag [And85, Leo+87, Sch+04]
- Günstiges Verbundmittel bei obergurtlosen Trägern, andernfalls einfaches Aufschweißen mittels Längsnaht auf dem Obergurt [Bre11, Hei11, Sch+04, Sei+13c]

Die weiteren wichtigen Vorteile der Verbunddübelleisten gegenüber den Kopfbolzendübeln lassen sich wie folgt beschreiben:

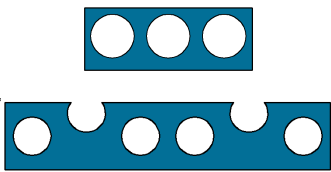




- Höhere Tragfähigkeit und duktileres Last-Verformungsverhalten besonders auch in hoch- und ultrahochfesten Betonen [Gün+09, Gün+14, Hei11, Sch+04]
- Höhere Ermüdungsfestigkeit [Gal14]
- Einfache Herstellung der verschiedenen Ausnehmungsgeometrien [SB09]
- Wirtschaftlicher Einsatz bei Verwendung in Verbundträgern mit externer Bewehrung [Sei+13c]

Entwicklung der Verbunddübelleisten und Ausnehmungsformen

Die in Deutschland in den 80er und 90er Jahren betriebene Forschung führte gemeinsam mit den positiven Eigenschaften der Verbunddübelleisten dazu, dass auch in anderen Ländern wissenschaftliche Untersuchungen mit kontinuierlichen Verbundmitteln erfolgten. Bis heute werden im Ausland meistens Abwandlungen der Perfobondleiste eingesetzt, wie unter anderem die folgenden Veröffentlichungen belegen: [ACL07], [CS06], [He+16], [JH05], [Kan+14], [KJ06], [OH94], [OH95], [OH97], [Röh09], [Val07], [VH92], [WX13].

Ab dem Jahrtausendwechsel wurde nicht nur im Ausland, sondern auch in Deutschland eine große Vielzahl von unterschiedlichen Verbunddübelleisten entwickelt und experimentell geprüft. In Tabelle 2-1 sind die am häufigsten verwendeten Leistenformen unter Angabe der Bezeichnung, des Entwicklungsjahres sowie der wichtigsten Literaturstellen zusammengestellt.

Tabelle 2-1: Übersicht wichtiger Verbunddübelleisten aus der Literatur

| Piktogramm | Bezeichnung | verwendet ab | Quellen |
|---|---|--------------|--|
|  | Perforationsleiste | 1985 | [And85], [And90], [DIB91], [DIB00b], [He+16], [Kan+14], [KJ06], [Küc09], [Leo+87], [LS04], [MS99], [OH94], [Rei02], [TK06] |
|  | Kombidübel, Betondübel | 1985 | [BK88], [Bre11], [Bur09], [DIB00a], [Heg+03], [Wur98], [Zap01], |
|  | S-Dübel, Finnengeometrie (Sägezahn) | 2003 | [Bur09], [Fel+12], [Gün+09], [HG07], [JH05], [SB09], [Sch+04], [Sei09] |
|  | Kopfdübel, Kronendübel, Puzzledübel | 2004 | [FHJ11], [FP07], [HJF11], [Jue13], [Pet08] |
|  Klothoidenform Puzzleform | Verbunddübel- leisten mit Klothoiden- und Puzzleform | 2007 | [Abr+10], [Ber+09b], [Ber+11a], [Ber+11b], [DIB13], [Gal14], [GK13], [Hec+07], [Hei11], [HGH12], [Men+16], [Sei+13a] |

Eine genaue Beschreibung des Trag- und Verformungsverhaltens der für die vorliegende Arbeit wichtigen Verbundmittel folgt in den nächsten Abschnitten.

2.4 Trag- und Verformungsvermögen von Verbundmitteln

2.4.1 Ermittlung der Last-Verformungskurve im Push-Out Versuch

In den aktuell gültigen normativen Regelungen für Verbundkonstruktionen (Eurocode 4 Teil 1 [DIN10c]) sind nur noch Kopfbolzendübel als standardmäßige Verbundmittel vorgesehen. Für diese sind Bemessungswerte und Einsatzrandbedingungen angegeben. Sofern andere Verbundmittel verwendet werden sollen, ist ein auf Versuchen basierendes Bemessungsmodell zu entwickeln. Dazu sind in Anhang B von Eurocode 4 Vorgaben für die experimentelle Untersuchung von Verbundmitteln enthalten. Zur Ermittlung des Trag- und Verformungsvermögens sind sogenannte Push-Out Versuche (Standard-Abscherversuche) nach Abbildung 2.16 durchzuführen. Eine Anpassung der Probekörperabmessungen an die vorliegenden Einsatzrandbedingungen und Bauteilgeometrien darf erfolgen, sofern dies erforderlich ist. Die Vor- und Nachteile des vorgegebenen Versuchsaufbaus, der kein reines Abscheren ermöglicht, sowie verschiedene Modelle zum Kraftfluss werden z.B. in [Döi01] und [Gal14] diskutiert. Für Informationen dazu wird auf diese Literaturstellen verwiesen.

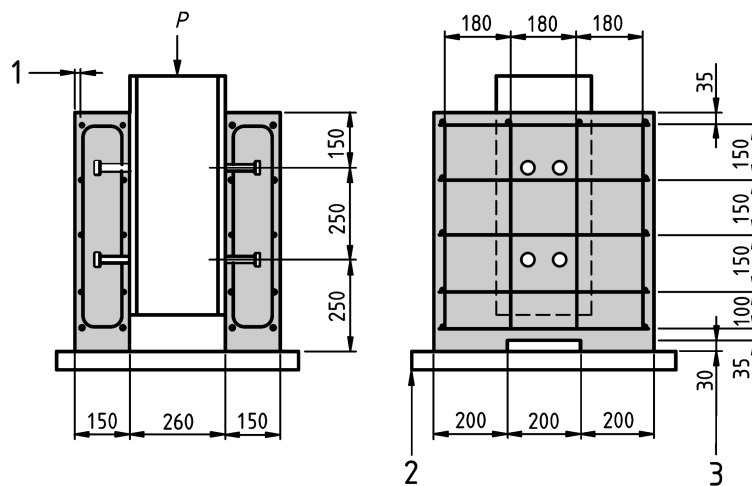


Abbildung 2.16: Versuchskörper für Standard-Abscherversuche (Push-Out Körper) [DIN10c]

Eurocode 4 Teil 1 [DIN10c] sieht in Anhang B.2 vor, dass zunächst einmal 25 Lastwechsel mit einer Oberlast von 40% und einer Unterlast von 5% der erwarteten Bruchlast durchgeführt werden, um eine Schwächung des Haftverbundes zu erreichen. Im Anschluss an die Vorbelastung ist die Last dann gleichmäßig über einen Zeitraum von mindestens 15 Minuten bis zur Bruchlast zu steigern. Während des Versuches wird die Relativverschiebung also der Schlupf zwischen Stahlprofil und Beton sowie das Abheben des Betons vom Stahlträger kontinuierlich gemessen. Die Messungen sollten mindestens bis zu einem Abfall der Last von 20% unter den Wert der maximalen Tragfähigkeit weitergeführt werden.

Mit Hilfe der sogenannten Dübelkennlinie, die sich ergibt, wenn man in einem Diagramm die Kraft über die Relativverschiebung, also den Schlupf zwischen Stahl und Beton aufträgt, erfolgt die Versuchsauswertung der Push-Out Versuche. Das Verfahren nach Eurocode 4 sieht vor, dass mindestens drei Versuche mit der gleichen Konfiguration durchgeführt werden sollten und von diesen die kleinste erreichte Tragfähigkeit maßgebend ist, sofern die Versuchsergebnisse nicht mehr als 10% voneinander abweichen. Aus der Dübelkennlinie werden nach Abbildung 2.17 die Maximallast P_{max} , die charakteristische Tragfähigkeit P_{Rk} , der Bemessungswert der Tragfähigkeit P_{Rd} , das Verformungsvermögen δ_u und das charakteristische Verformungsvermögen δ_{uk} ermittelt.

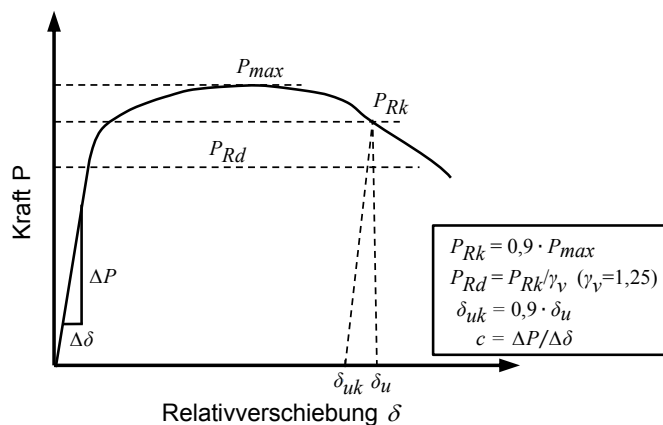


Abbildung 2.17: Auswertung von Push-Out Versuchen nach Eurocode 4 [DIN10c]

Die Ermittlung des charakteristischen Verformungsvermögens, also der Duktilität, ist erforderlich, um ein Verbundmittel hinsichtlich seines Tragverhaltens in duktil und nicht-duktil einordnen zu können. Kopfbolzendübel gelten bei Anwendung nach Eurocode 4 als duktil, sofern der Schaftdurchmesser zwischen 16 mm und 25 mm liegt und die Höhe größer als der 4-fache Durchmesser ist. Wenn für ein Verbundmittel Push-Out Versuche erforderlich sind, dann liegt ein duktileres Verbundmittel vor, wenn der charakteristische Wert des Verformungsvermögens nach Abbildung 2.17 mindestens eine Größe von $\delta_{uk} = 6$ mm erreicht [DIN10c].

Die Duktilität eines Verbundmittels wird überprüft, damit sichergestellt ist, dass eine plastische Umlagerung von Längsschubkräften in der Verbundfuge möglich ist [DIN10c]. Zusätzlich können Schubkraftspitzen im Bereich von Querschnittsänderungen oder bei der Einleitung von Einzelkräften in Bauwerkslängsrichtung bei ausreichender Duktilität sicher abgetragen werden. Erfüllt ein Verbundmittel die Duktilitätsanforderung nicht, so wird es als starres Verbundmittel eingestuft. Bei starren Verbundmitteln wie z.B. dem in Abbildung 2.10 dargestellten Blockdübel muss an jeder Stelle des Verbundträgers die Längsschubkraft übertragen werden können, da eine Umlagerung in der Verbundfuge nicht möglich ist. Die Verbundträger selbst können jedoch sowohl plastisch als auch elastisch bemessen werden.

Hinsichtlich der Ermittlung von δ_{uk} aus dem Abscherversuch weist *Heinemeyer* [Hei11] darauf hin, dass bei dieser Auswertung die Steifigkeit des untersuchten Verbundmittels unberücksichtigt bleibt und dass es sinnvoller ist eine plastische Relativverschiebung δ_{pl} zu ermitteln, da nur diese Aufschluss über die plastischen Verschiebungen in der Verbundfuge gibt. Da die Untersuchungen in [Hei11] jedoch zeigen, dass Push-Out Körper aus UHPC eine sehr hohe Anfangssteifigkeit aufweisen, liegt die Verwendung von δ_{uk} als Grenzwert für ein duktileres Verbundmittel auf der sicheren Seite.

2.4.2 Liegende Kopfbolzendübel in dünnen Platten

Neben der üblichen Tragfähigkeit von „stehenden“ Kopfbolzendübeln, die im Eurocode 4 Teil 1 [DIN10c] geregelt ist, wird im Eurocode 4 Teil 2 [DIN10d] auch die Tragfähigkeit behandelt, die sich ergibt, wenn die Dübel so angeordnet sind, dass sie Spaltzugkräfte in Betondickenrichtung erzeugen. Diese sogenannte „liegende“ Anwendung tritt beispielsweise auf, wenn, wie in Abbildung 2.18 dargestellt, obergurtlose Stahlträger über Kopfbolzendübel mit der Betonplatte verbunden werden. Die Grundlage für die im Eurocode 4 angegebenen Tragfähigkeiten und Einsatzrandbedingungen bildeten Untersuchungen an der Universität Stuttgart zum Einsatz von liegenden Kopfbolzendübeln.

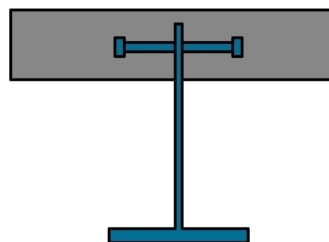


Abbildung 2.18: Liegende Kopfbolzendübel am obergurtlosen Stahlträger

Aufgrund der konzentrierten Lasteinleitung der Längsschubkräfte von den liegenden Kopfbolzendübeln in die Betonplatte besteht die Gefahr des Aufspaltens parallel zur Plattenoberfläche. *Breuninger* [Bre00] führte zur Untersuchung dieser Problematik die in Abbildung 2.19 dargestellten Push-Out Versuche durch, um die statische Trag- und Verformungsfähigkeit der Kopfbolzendübel in dieser Anordnung zu ermitteln. Die Versuchsdurchführung erfolgte dabei weggesteuert entsprechend der Vorgaben von Eurocode 4 [DIN10c]. Als wichtigste Untersuchungsparameter wurden unter anderem die Betongüte, die Betonplattendicke, die Länge und Durchmesser der Kopfbolzendübel sowie die Bewehrung variiert [Bre00, BK01].

Die Ergebnisse der von *Breuninger* durchgeführten und in [Bre00, BK01, KB98] beschriebenen Untersuchungen werden im Folgenden kurz zusammengefasst. Die ersten Versuche erfolgten mit unbewehrten Push-Out Körpern. Bei diesen wurden Risse erst ab der Maximallast sichtbar. Diese traten zunächst zum einen auf der Innenseite der Betonaussparung unterhalb des Stahlflansches auf und zum anderen als horizontal verlaufende Risse an der Oberfläche des Betonkörpers in Höhe der obersten Dübelreihe. Nach Erreichen der Höchstlast fiel die Traglast mit zunehmender Verformung schnell ab, wobei sich die Rissweiten deutlich verbreiterten. Das Versagen resultierte aus einem vertikalen Riss in der Achse der Kopfbolzendübel. Bei den bewehrten Körpern entstanden die gleichen Risse bereits bei etwa 75 % bis 80 % der Maximallast. Diese lag jedoch deutlich höher als bei den unbewehrten Prüfkörpern und es folgte ein sehr duktiler Nachbruchverhalten. Die Duktilität resultierte aus der Kombination von Betonzerstörungen zwischen der Bügelbewehrung und dem Stahlflansch sowie der plastischen Verformung der Kopfbolzendübel. Eine Verbügelung der Platte nahe der Stirnseite führte zu einer Einfassung der Platte und bewirkte neben einer erhöhten Tragfähigkeit auch eine verbesserte Duktilität, da die Bewehrung die Spaltzugkräfte aufnehmen konnte.

Bei den experimentellen Untersuchungen wurde festgestellt, dass sich die Tragfähigkeit der Versuchskörper etwa proportional zur Wurzel der Betondruckfestigkeit verhält. Dies ist durch eine mit zunehmender Druckfestigkeit ansteigende Zugfestigkeit des Betons zu erklären. Einer der wichtigsten Einflussfaktoren ist der Randabstand der Kopfbolzendübel senkrecht zur Beanspruchungsrichtung. Aus den vorhandenen Bemessungsformeln sowie den Einsatzrandbedingungen folgt, dass der Abstand von der Mitte des Dübels zur Mitte der äußeren Bügelbewehrung nicht kleiner als 50 mm sein sollte. Daraus resultiert unter Berücksichtigung der Betondeckung eine Mindestbetondicke von ungefähr 160 mm. Eine Bügelbewehrung ist immer vorzusehen.

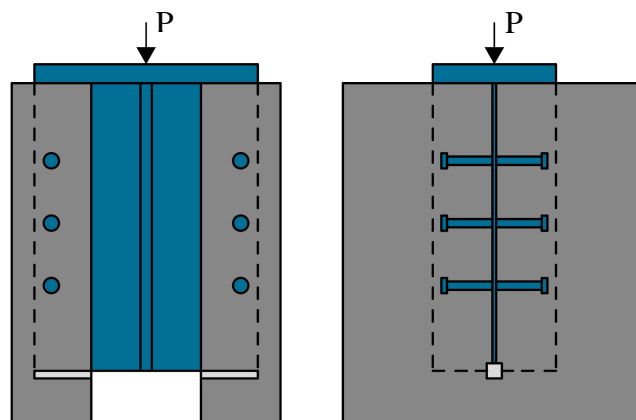


Abbildung 2.19: Push-Out Versuche mit liegenden Kopfbolzendübeln (nach [Bre00])

Die beschriebenen Untersuchungen von *Breuninger* [Bre00, BK01] erfolgten zum Längsschub. Weitergehende Erkenntnisse zur Tragfähigkeit bei gleichzeitiger Querbelastung sowie unter Ermüdungsbeanspruchung finden sich in den Arbeiten von *Kürschner und Kuhlmann* [Kür03, KK04].

2.4.3 Kopfbolzendübel in hoch- und ultrahochfestem Beton

Die Anwendung von Kopfbolzendübeln ist nach Eurocode 4 [DIN10c] für Betondruckfestigkeiten zwischen C20/25 und C60/75 möglich. Nach der Entwicklung der hochfesten bzw. ultrahochfesten Betone stellte sich die Frage, welches Trag- und Verformungsverhalten Kopfbolzendübel in diesen Betonen besitzen. Als einer der ersten führte *Döinghaus* [Döi01] Untersuchungen an Push-Out Körpern aus hochfestem Beton durch. Er konnte anhand seiner Untersuchungen zeigen, dass Kopfbolzendübel in hochfesten Betonen der schwächere Verbundpartner sind und das Duktilitätskriterium nach Eurocode 4 nicht mehr erfüllt wird. Dies liegt hauptsächlich daran, dass es vor dem Dübelfuß nicht mehr zu einer örtlichen Zerstörung des Betons kommt, wodurch die resultierende Schubkraft näher am Schweißwulst angreift und ein verhältnismäßig sprödes Abscheren des Kopfbolzendübels auftritt. Maßnahmen, die dazu dienen die Duktilität der Kopfbolzendübel in hochfestem Beton wieder zu erhöhen, werden in [Heg+03] vorgestellt. Dazu gehören unter anderem die Vergrößerung des Schweißwulstes, die Verwendung einer zusätzlichen Hülse, die über den Dübel gezogen wird, und die Anordnung von zwei Dübeln in engem Abstand hintereinander. 2008 widmete sich auch *Jähring* [Jäh08] dem Tragverhalten von Kopfbolzendübeln in hochfestem Beton. Dabei ließen sich die früheren Untersuchungen im Wesentlichen bestätigen. Auch er stellte fest, dass die Duktilität mit zunehmender Betonfestigkeit abnimmt. Aktuelle Untersuchungen von Kopfbolzendübeln in ultrahochfestem Beton zeigen ähnliche Ergebnisse. Bei den Push-Out Versuchen von *Kim et al.* [Kim+13, Kim+15] ergaben sich Werte der charakteristischen Duktilität zwischen 3,6 mm und 5,2 mm, während bei Vergleichskörpern in Normalbeton eine charakteristische Duktilität von 9,8 mm erreicht wurde. Die Untersuchungen von [GML17] und [Sun+17] wiesen ebenfalls das bekannte Abscheren des Kopfbolzendübels am Dübelfuß und die Ausbildung eines UHPC-Keils vor diesem auf. Die charakteristischen Duktilitäten lagen im UHPC immer zwischen 4 mm und 6 mm und somit deutlich unterhalb derjenigen der Vergleichskörper aus Normalbeton.

2.4.4 Verbunddübelleisten in Normalbeton

Allgemeines

Im folgenden Abschnitt sind die wichtigsten und für die vorliegende Arbeit relevanten Entwicklungsschritte zum Trag- und Verformungsverhalten von kontinuierlichen Verbundmitteln in Normalbeton kurz zusammengefasst. Eine ausführliche Darstellung früherer wissenschaftlicher Untersuchungen sowie der zugehörigen Bemessungsformeln bis zum Jahr 2011 finden sich beispielsweise in [Hei11], [Pet08] und [Zap01]. *Heinemeyer* [Hei11] stellte im Anhang ihrer Arbeit zusätzlich die Ergebnisse einer Vielzahl von durchgeführten Push-Out Versuchen in einer Datenbasis zusammen. Einen guten Überblick über das Trag- und Verformungsverhalten von Verbunddübelleisten unter statischen und dynamischen Lasten bei der Anwendung in Platten mit ausreichendem seitlichen Randabstand bieten die folgenden Literaturstellen: [MZB05], [Ber+11a] und [Ber+11b].

Perfobond- und Kombidübelste

Die ersten wissenschaftlichen Modelle zur Beschreibung des Tragverhaltens von Verbunddübelste gab es für die Perfobond- und die Kombidübelste. Aufgrund der verhältnismäßig kleinen, teils geschlossenen Öffnungen ergab sich die Modellvorstellung eines Betondübel in den Ausnehmungen, der zweiseitig auf Abscheren und Lochleibung beansprucht wird [Leo+87, Wur98]. Aus dieser Modellvorstellung heraus wurde der Oberbegriff der „Betondübel“ oder auch „Betondübelste“ für alle Arten von kontinuierlichen Verbundmitteln geprägt, der teilweise auch heute noch parallel zur Bezeichnung Verbunddübelste verwendet wird.

Der Widerstand $D_{due,b}$ eines Betondübel gegen zweiseitiges Abscheren ergab sich für die Perfobondste nach [Leo+87] zu Gleichung (2.6):

$$D_{due,b} = 2 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot d_{due}^2 \cdot 0,9 \cdot \beta_{WN} = 1,4 \cdot d_{due}^2 \cdot \beta_{WN} \quad (2.6)$$

mit:

| | |
|--------------|--|
| $D_{due,b}$ | Tragfähigkeit eines Dübel gegen Abscheren [N] |
| d_{due} | Lochdurchmesser der Perfobondste [mm] |
| β_{WN} | Nennfestigkeit des Betons nach DIN1045 (1988) [DIN88] [N/mm ²] |

Die von Wurzer [Wur98] durchgeführten Untersuchungen an größeren Betondübeln mit Durchmesser bis 100 mm zeigten, dass nach Freilegen der Betondübel im Anschluss an einen Push-Out Versuch im Bereich der Kontaktfläche zwischen Stahl und Beton ein hochverdichteter Betonkeil vorhanden war (Abbildung 2.20, links). Diesen hochbeanspruchten Bereich erklärte er mit dem in Abbildung 2.20 (rechts) dargestellten Betondübelmodell, bei dem in Zone A ein hydrostatischer Spannungszustand vorherrscht. Die Zone B beschreibt den Lastausbreitungsbereich, in dem es, wie bei einer Teilflächenbelastung üblich, zu Zugspannungen kommt, die senkrecht zur Leistenenebene ausgerichtet sind und die durch die vorhandene Querbewehrung aufgenommen werden. Weitere wichtige Erkenntnisse seiner Versuche waren unter anderem, dass die Duktilität mit zunehmender Öffnungsgröße zunahm und bei den Versuchen mit Querbiegung ein um ca. 35 % höheres Lastniveau erreicht werden konnte, was auf den Einfluss der Reibung zurückgeführt wurde. Die Verwendung von Querbewehrung hatte eine Erhöhung der Duktilität bei Betonversagen zur Folge, da sich die Bewehrungsstäbe mit wachsenden Relativverschiebungen in die Ausnehmungen einhängten (Verdübelungswirkung) [Wur98].

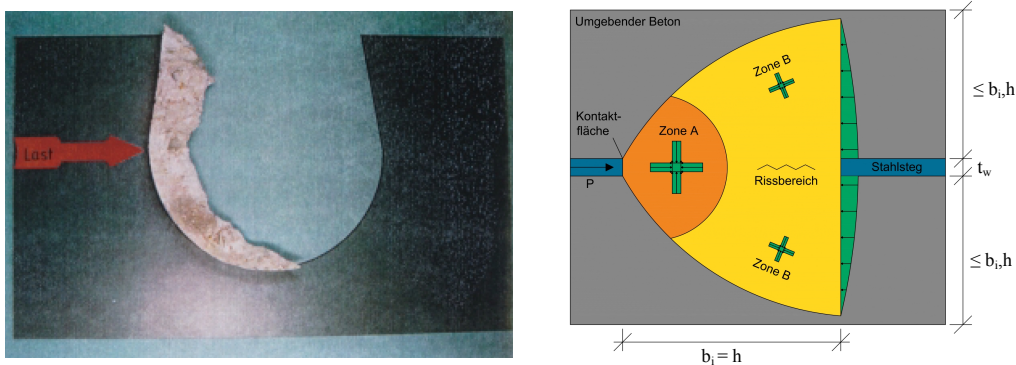


Abbildung 2.20: Verdichteter Beton in der Leibungsfläche eines Betondübel (links) [Zap01] und Modellvorstellung von Wurzer [Wur98] (rechts) (nach [Zap01])

Aufbauend auf die Untersuchungen von Wurzer [Wur98] führte Zapfe [Zap01] zusätzliche Push-Out Versuche auch mit anderen Ausnehmungsgeometrien durch. Variiert wurden dabei die Dübelabmessungen, die Einbindetiefe in den Beton und die Querbewehrung. Dabei wurden die drei Versagensformen Abscheren, Ausstanzen und Überschreitung der Teilflächenpressung beobachtet. Bei „tiefliegenden Betondübeln“ trat ein zweiseitiges Abscheren auf, bei dem die Scherflächen konkav zur Mittelfläche des Betondübelns hin verliefen und sich dort gegebenenfalls trafen (vgl. Abbildung 2.21, links). Daher entwickelte Zapfe ein erweitertes Abschermodell. Hierbei berücksichtigt die theoretische Tragfähigkeit (Gleichung (2.7)) neben dem Bewehrungsgrad im Betondübel auch die Betondübelgröße, da diese wiederum die Größe der Scherflächen beeinflusst, wie Abbildung 2.21 (links) zeigt.

$$P_{t3} = 29,975 \cdot A_D \cdot f_{ct} \cdot \rho_i \cdot f_h \quad (2.7)$$

mit:

| | |
|-----------|---|
| P_{t3} | theoretischer Widerstand des Betondübelns gegen Abscheren [N/Betondübel] |
| A_D | Querschnittsfläche eines Betondübelns [mm ²] |
| f_{ct} | Betonzugfestigkeit [N/mm ²] |
| ρ_i | Bewehrungsgrad bei Abscheren [-] $\rho_i = 1 + (E_s/E_{cm} - 1) \cdot A_{sq1}/A_D$ |
| f_h | Abminderungsfaktor für die Dübelgröße [-] $f_h = (1,2 - h_d/180) \leq 1,0$ |
| E_s | Elastizitätsmodul des Betonstahls [N/mm ²] |
| E_{cm} | Elastizitätsmodul (mittlerer Sekantenmodul) des Betons [N/mm ²] |
| A_{sq1} | Querschnittsfläche der Bewehrung im Betondübel [mm ²] |
| h_d | Stahldübelhöhe [mm] |

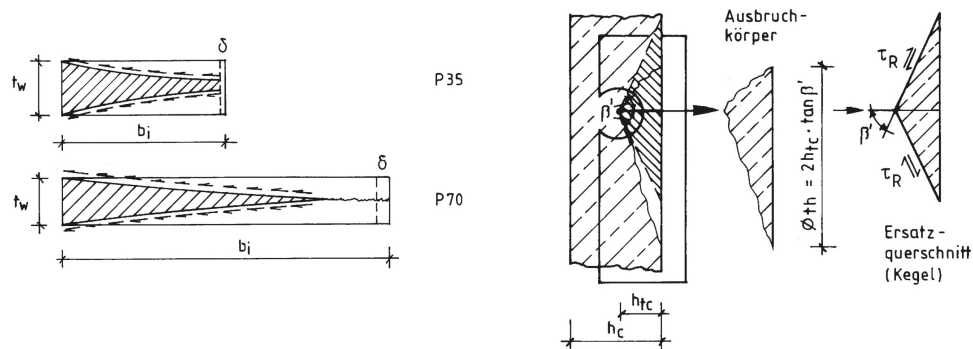


Abbildung 2.21: Idealisierte Scherflächen beim Abscheren (links) und Prinzipskizze des Ausbruchkörpers beim Ausstanzen (rechts) [Zap01]

In den Versuchen mit einer geringen Einbindetiefe („randnahe Betondübel“) trat vielfach ein Ausstanzen des Betons auf. Die schollenartigen Ausbruchkörper setzten im Schwerpunkt des Betondübelns an und verliefen als schiefe Kegel zum oberen oder unteren freien Betonrand, wie es auch in Abbildung 2.21 (rechts) zu erkennen ist. Versuchskörper mit einer größeren Einbindetiefe und dünnen Stahlleisten („schmale Betondübel“) wiesen häufig ein Versagen der Teilflächenpressung an der Leibungsfläche auf. Bei dieser Versagensart wurde eine sehr große Duktilität beobachtet, die aus den Verformungen des Betons und der plastischen Deformation des Stahls zu resultierte.

An der Universität Saskatchewan in Kanada wurden durch *Oguejiofor und Hosain* [OH92, OH94, OH95, OH97] kurze Perfobondleisten mit einer Länge von 37,6 cm und drei Ausnehmungen von je 50 mm Durchmesser abschnittsweise auf dem Obergurt eines Stahlträgers geschweißt, wodurch die duktilen Perfobondleisten mit den steifen Stirnflächen kombiniert wurden. Die Stirnflächen wirkten wie starre Blockdübel und es kam in der Regel zum Spalten des Betons über den Perfobondleisten. Nach Erreichen der Maximallast fiel die Kraft-Verformungskurve aufgrund der Spaltwirkung ab, die Duktilität wurde jedoch durch die querende Bewehrung sichergestellt.

Forschungsvorhaben der FOSTA und RFCS

Zur Weiterentwicklung der Verbunddübelleisten trugen auch eine Vielzahl von Forschungsvorhaben der Forschungsvereinigung Stahlanwendungen (FOSTA) sowie der Research Fund for Coal and Steel (RFCS) der Europäischen Union bei.

Im **Forschungsvorhaben P486** [Heg+03] wurde die Duktilität von verschiedenen Verbundmitteln bei Anwendung von hochfestem Stahl und hochfestem Beton untersucht. Hierbei wurden mehrheitlich Kopfbolzendübel getestet, die in der üblichen Ausführung keine ausreichende Duktilität aufwiesen, um das Duktilitätskriterium nach Eurocode 4 [DIN10c] zu erfüllen (vgl. Abschnitt 2.4.3). Die mit kontinuierlichen Verbundmitteln durchgeführten Versuche zeigten jedoch alle eine sehr hohe Anfangssteifigkeit und eine große charakteristische Duktilitäten von mehr als 10 mm. Getestet wurden die Kombidübelleiste und die sogenannte T-Bulb Dübelleiste.

Das **Projekt P621** [Fel+07] mit dem Titel „Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten von Verbundmitteln unter ruhender und nicht ruhender Belastung bei Verwendung hochfester Werkstoffe“ setzte die Untersuchungen des Projekts P486 fort. Der Schwerpunkt lag wiederum auf den Kopfbolzendübeln, aber es wurden zusätzlich Push-Out Versuche mit einer kontinuierlichen Verbunddübelleiste in Puzzleform durchgeführt. Auch diese wiesen ein ausgeprägt duktilen Verhalten bei hohen Traglasten auf. Die Versagensart war ein Abscheren der Puzzledübel, welches bei Verwendung von Bewehrung auf einem höheren Lastniveau stattfand. Anschließende statische und dynamische Trägerversuche zeigten, dass die positiven Ergebnisse der Puzzleleiste auf Verbundträger übertragen werden können.

Im Zuge des **Forschungsvorhabens Preco-Beam** [Sei+13b, Sei+10] „Prefabricated Enduring Composite Beams based on Innovative Shear Transmission“ sowie des **Nachfolgeprojekts Preco+** [Sei+12] mit dem gleichen Titel wurden experimentelle und numerische Untersuchungen an Push-Out Körpern und Verbundträgern durchgeführt. Hierbei sollten die Grundlagen für den Einsatz einer externen Bewehrung mit Verbunddübelleisten in Fertigteilträgern aus Normalbeton geschaffen werden. Im Laufe der Preco-Projekte wurde die Klothoidenform (vgl. Abbildung 2.22, links) als Ausnehmungsgeometrie entwickelt. Genau wie bei der Puzzle- oder Finnenform entstehen dabei aus einem Schnitt zwei Verbunddübelleisten. Die Klothoidenform besitzt im Vergleich zu den anderen Formen jedoch den Vorteil, dass sie symmetrisch ist und aufgrund der quasi-stetigen Krümmungsänderung die Ermüdungsfestigkeit höher ist als bei Ausnehmungen mit konstantem Radius. Der große Hinterschnitt begrenzt das Abheben des Betongurts und die nach oben offene Geometrie ermöglicht ein einfaches Einlegen der Bewehrung. Am Beispiel der Klothoidenform ist in Abbildung 2.22 (rechts) auch die Benennung der Komponenten eines Verbunddübels definiert worden, die in dieser Arbeit ebenfalls Anwendung findet.

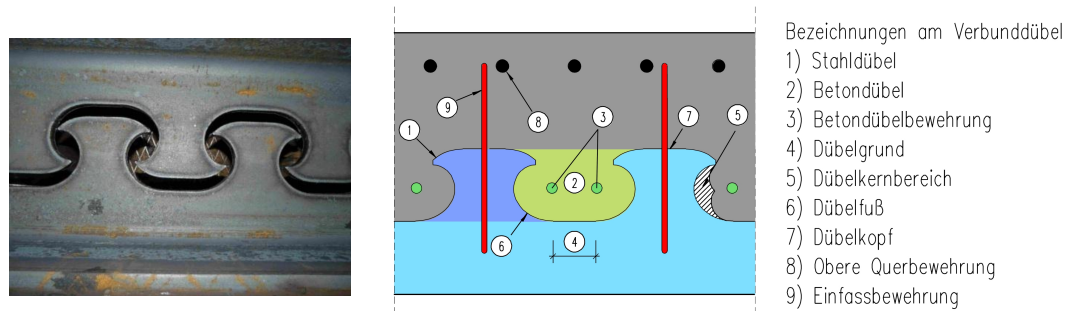


Abbildung 2.22: Klothoidengeometrie in Walzträger (links) und Komponenten eines Verbunddübels (rechts) [Sei+12]

Für den Einsatz von Verbunddübelleisten in Normalbeton wurde in [Sei+12] ein idealisierter Kraft-Schlupf Verlauf entwickelt, der das Tragverhalten, wie Abbildung 2.23 zeigt, in drei Bereiche unterteilt. Hierbei ist der erste Bereich durch eine linearelastische Beziehung gekennzeichnet. Mit dem Beginn der Rissbildung folgt im zweiten Bereich ein deutlicher Steifigkeitsabfall. Die Maximallast kennzeichnet den Übergang zwischen dem zweiten und dem dritten Bereich. Für den Fall eines Stahlversagens ergibt sich nach der Höchstlast noch ein horizontaler Ast, wohingegen bei Betonversagen ein Lastabfall zu verzeichnen ist. Die möglichen Traganteile einer Verbunddübelleiste können ebenfalls Abbildung 2.23 entnommen werden. Zu Versuchsbeginn ist bis zur Last P_{adh} häufig noch Adhäsion (Haftreibung) vorhanden (Wirkmechanismus A), bevor diese mit fortschreitendem Schlupf in die Gleitreibung übergeht. Diese wirkt vor allem im Bereich der Dübelumrissfläche und, falls Querdruck vorliegt, auch an den Seitenflächen des Verbunddübels. Der nächste aktivierte Traganteil ist die Stirnflächenpressung im Dübelkernbereich (B). Das Versagen stellt sich hierbei als lokales Druckversagen des Betons (Gefügezerstörung bzw. Pulverisierung) bei einer Last P_{cr} dar. Da aufgrund des dreidimensionalen Spannungszustandes lokal allerdings ein Vielfaches der einaxialen Druckfestigkeit des Betons übertragen werden kann, fällt die Versuchskurve nach dem Überschreiten nicht oder nur langsam ab. Anschließend bzw. gleichzeitig kommt es zur Aktivierung der Betonscherflächen (C) und der Querbewehrung im Betondübel (D+E) (vgl. Abbildung 2.22). Unter Berücksichtigung dieser Tragmechanismen wird die Höchstlast P_{max} erreicht, ab der es bei Vorhandensein von Querbewehrung zu einem duktilen Versagen kommt.

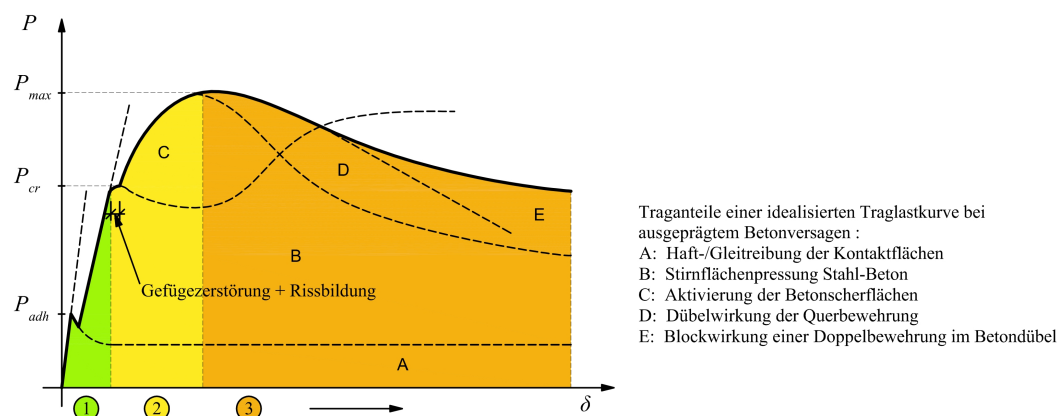


Abbildung 2.23: Idealisierter Kraft-Schlupf Verlauf von Verbunddübelleisten im Push-Out Versuch (nach [Sei+12])

Das Hauptziel des **Projekts P804** [Fel+12] „Neue Systeme für Stahlverbundbrücken - Verbundfertigteilträger aus hochfesten Werkstoffen und innovativen Verbundmitteln“ war die Vorbereitung einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung für Verbunddübelleisten. Dazu wurden zunächst die Anforderungen an kontinuierliche Verbundmittel mit Hilfe von bereits realisierten Praxisbeispielen definiert. Auf Basis einer vorhergehenden Literaturrecherche wurden dann statische und zyklische Push-Out Versuche sowie zyklische Trägerversuche durchgeführt, um die Datenbasis zur Entwicklung der Bemessungsgleichungen wo nötig zu vergrößern. Bei diesem Projekt wurden die Puzzle- und die Klothoidenform verwendet und ebenfalls die Bezeichnungen aus Abbildung 2.22 (rechts) von früheren Projekten übernommen. Für die möglichen Versagensarten, die in Abbildung 2.24 dargestellt sind, wurden im Laufe des Forschungsvorhabens entweder Bemessungsmodelle entwickelt oder konstruktive Randbedingungen zu ihrer Vermeidung definiert, die schließlich in die Zulassung für Verbunddübelleisten überführt wurden.

Das Versagen infolge Teilflächenpressung kann insbesondere bei dünneren Stahlleisten auftreten. Durch Wahl einer höheren Betonfestigkeit oder einer größeren Leistenstärke kann die Tragfähigkeit vergrößert werden. Zusätzlich führt eine Umschnürringbewehrung dazu, dass es nicht zu einem primären lokalen Betonversagen kommen kann, so dass dieses Versagen durch die Vorgaben einer Bewehrung ausgeschlossen wurde.

Wie schon von *Wurzer* [Wur98] beschrieben, kommt es infolge der konzentrierten Lasteinleitung in den Beton zu Querspannungen, die zu einem Spaltriss in vertikaler Richtung führen können, der bei unbewehrten Trägern ein sprödes Versagen zur Folge hat. Diese Versagensform kann jedoch ebenfalls durch die Anordnung einer entsprechenden Betondübelbewehrung vermieden werden. Das Abscheren des Betondübels tritt insbesondere bei kleinen Ausnehmungen und großen Blechdicken sowie fehlender Querbewehrung auf, die ansonsten für eine zusätzliche Verdübelung sorgt. Hierbei versagt der Beton im Bereich der Ausnehmung zweischnittig auf Schub. Diese spröde Versagensart tritt jedoch in der Regel bei einer genügend großen Fläche der Betondübel sowie der entsprechenden Betondübelbewehrung ebenfalls nicht auf.

Beim Ausstanzen bildet sich ein kegelförmiger Ausbruch auf der Plattenunter- oder Plattenoberseite, der durch Querspannungen hervorgerufen wird, die durch die Einspannung des Stahldübels im umgebenden Beton entstehen. Das Versagensverhalten ist in der Regel duktil und der Ausstanzwiderstand kann durch eine Vergrößerung der Betondeckung erhöht werden. Wenn die Verbunddübelleiste als externe Bewehrung in Verbundträgern mit einer geringen Stegbreite eingesetzt wird, kann es zu einer Überschreitung der Betonzugfestigkeit infolge der auftretenden Abtriebskraft und somit zu einer Rissbildung auf Höhe der Oberseite der Verbunddübelleiste kommen, wie aus Abbildung 2.25 zu erkennen ist. Dieses spröde Abscheren des Betons oberhalb der Verbundmittel wird auch als vertikales Spalten beschrieben. Mit Hilfe einer zusätzlichen Einfassbewehrung kann es vermieden werden.

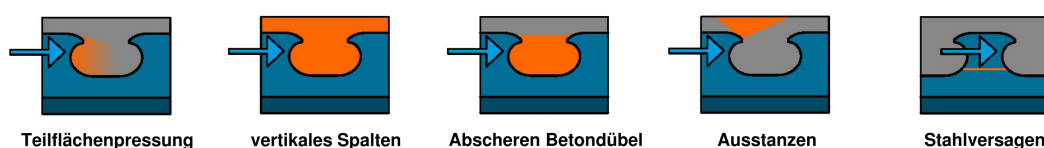


Abbildung 2.24: Versagensformen von Verbunddübelleisten (nach [Fel+12])

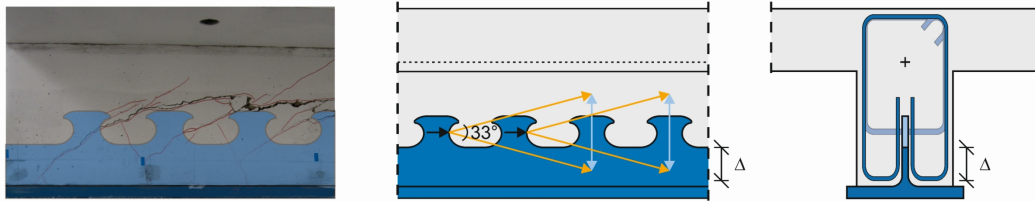


Abbildung 2.25: Vertikales Spalten bei Verbundträgern mit externer Bewehrung [FKP16]

Das Stahlversagen tritt bei eher geringen Ausnehmungsabständen in Leistenrichtung auf. Gerade bei Stahldübeln mit einem großen Verhältnis von der Höhe zur Breite erfährt der Dübel neben der Schub- auch eine Biegebeanspruchung. Bei dieser Versagensart treten große plastische Schub- und Biegeverformungen gegebenenfalls mit entsprechender Rissbildung im Stahldübel auf. Aufgrund des ausgeprägt plastischen Verhaltens des Stahls handelt es sich um ein duktiles Versagen.

Im Rahmen des **Elem-Projekts** [Col+12, Fel+13] „Composite bridges with prefabricated decks“ wurde die Möglichkeit untersucht, Brücken aus vorgefertigten Fahrbahnelementen zu errichten. Im Zuge dieses Projekts wurden 18 Push-Out Versuche durchgeführt und mit den Ergebnissen des Projekts P804 verglichen. Die Ergebnisse zeigten eine gute Übereinstimmung mit den Bemessungsvorschlägen.

Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-26.4-56: Verbunddübelleisten

Im Jahr 2013 wurde auf Basis der Ergebnisse der zuvor beschriebenen Projekte eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung [DIB13] für die Verbunddübelleiste erteilt. Diese regelt die Anwendung von „...hochkant auf den Obergurt des Stahlträgers aufgeschweißten Grobblechen oder Stegblechen oberflanschloser Stahlprofile, jeweils mit nach oben offenen Ausnehmungen in Klothoidenform (CL-Verbunddübelleiste) oder Puzzleform (PZ-Verbunddübelleiste)...“.

Die Form und Abmessungen sind in der Zulassung in Abhängigkeit des Abstandes e_x der Ausnehmungen vorgegeben. Dieser Abstand darf zwischen 150 mm und 500 mm liegen. Die Form und Abmessungen der Klothoidenleiste, wie sie in der Zulassung vorgesehen ist, können Abbildung 2.26 entnommen werden. Die in Abbildung 2.27 abgebildete Puzzleleiste besitzt einen geringeren Hinterschnitt und ist niedriger als die Klothoidenform. Im Gegenzug weist sie jedoch einen größeren Schubquerschnitt auf, der eine ähnliche Querschnittstragfähigkeit des Stahls sicherstellt.

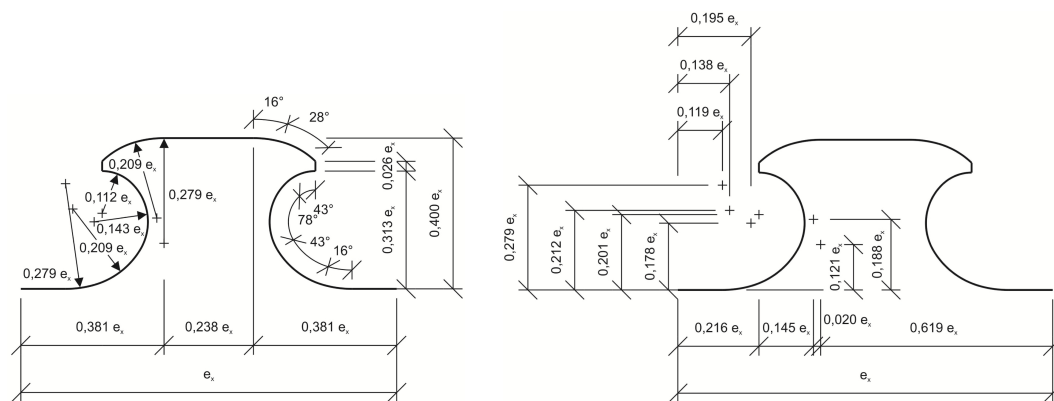


Abbildung 2.26: Form und Abmessungen der CL-Verbunddübelleiste [DIB13]

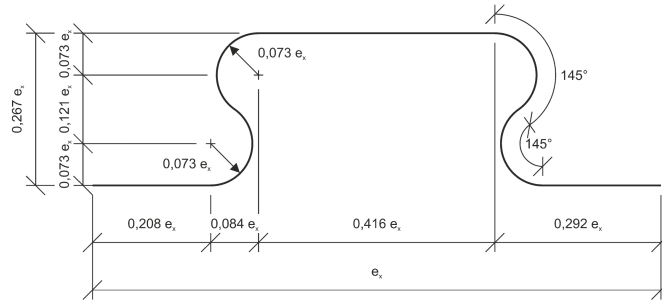


Abbildung 2.27: Form und Abmessungen der PZ-Verbunddübelleiste [DIB13]

Die Anwendung beider Formen ist für ruhende und nicht ruhende Lasten mit Stahlfestigkeitsklassen von S235 bis S460 und Leistendicken zwischen 6 mm und 60 mm in Beton der Festigkeitsklassen C20/25 bis C60/75 erlaubt. Die kleinste zulässige Betonstegbreite beträgt 250 mm und es muss Zusatzbewehrung nach Anlage 4 der Zulassung eingelegt werden. Die Stahlleisten werden mit durchlaufenden Kehlnähten angeschweißt, welche eine günstigere Kerbwirkung aufweisen als das Bolzenschweißen von Kopfbolzendübeln. Zur Aufnahme der Spaltzugkräfte müssen in Platten eine Verdübelungsbewehrung senkrecht zur Leiste und in Betonstegen eine zusätzliche Einfassbewehrung angeordnet werden.

Die charakteristische Längsschubtragfähigkeit P_{Rk} je Ausnehmung ermittelt sich für beide Leistenformen aus dem Minimum der Tragfähigkeiten bei Abscheren des Betondübels $P_{sh,k}$, bei Ausstanzen $P_{po,k}$ und bei Stahlversagen $P_{pl,k}$. Da ein Ausstanzenversagen bei Verbunddübelleisten, die als externe Bewehrung eingesetzt werden und bei denen der Betonsteg bis zum Flansch geführt wird, nicht auftreten kann, sind zur Ermittlung der Tragfähigkeit in der vorliegenden Arbeit nur Gleichung (2.8) für das Abscheren und Gleichung (2.9) für Stahlversagen relevant:

$$P_{sh,k} = \eta_D \cdot e_x^2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot (1 + \rho_D) \quad (2.8)$$

$$P_{pl,k} = 0,25 \cdot e_x \cdot t_w \cdot f_y \quad (2.9)$$

mit:

| | |
|------------|---|
| $P_{sh,k}$ | charakteristische Tragfähigkeit bei Abscheren des Betondübels [N/Ausnehmung] |
| $P_{pl,k}$ | charakteristische Tragfähigkeit bei Stahlversagen [N/Stahldübel] |
| η_D | Abminderungsfaktor der Betondübelfläche [-] $\eta_{D,CL} = 3 - e_x/180$ und $\eta_{D,PZ} = 2 - e_x/400$ |
| e_x | Abstand der Ausnehmungen der Verbunddübelleiste in Längsrichtung [mm] |
| f_{ck} | charakteristische Betondruckfestigkeit [N/mm ²] |
| ρ_D | Bewehrungsgrad bei Abscheren [-] $\rho_D = (E_s \cdot A_b)/(E_{cm} \cdot A_D)$ |
| A_b | Querschnittsfläche der Querbewehrung im Betondübel [mm ²] |
| A_D | Querschnittsfläche eines Betondübels [mm ²]: $A_{D,CL} = 0,20 \cdot e_x^2$ und $A_{D,PZ} = 0,13 \cdot e_x^2$ |
| t_w | Blechdicke der Verbunddübelleiste [mm] |
| f_y | Streckgrenze der Verbunddübelleiste [N/mm ²] |

Der Bemessungswert der Verbunddübeltragfähigkeit P_{Rd} ergibt sich, wenn die charakteristische Tragfähigkeit durch den im Verbundbau üblichen Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_v = 1,25$ geteilt wird.

Eine ausführliche Erläuterung zur Zulassung mit Hintergrundinformationen zu den einzelnen Nachweisen und der notwendigen Bewehrungsführung findet sich in [Gün+14].

Forschungsarbeiten nach Erteilung der Zulassung für Verbunddübelleisten

Das **Forschungsprojekt P967** [Luo+14], [Men+16], („Externe Bewehrungselemente für Brücken in Verbundbauweise“) untersuchte einige Spezialfälle bei der Anwendung von Verbunddübelleisten. Dazu gehörten beispielsweise die statische und dynamische Tragfähigkeit von kontinuierlichen Verbundmitteln unter zusätzlichem Querkzug mit entsprechender Rissbildung, die Anwendung von Verbunddübelleisten in Durchlaufträgern und die Ausbildung von biegesteifen Rahmenecken. Zusätzlich wurden Trägerversuche durchgeführt, bei denen die Klothoidenleiste bereits vor dem Auflager endete. Diese Versuche dienten zum einen der Erforschung der Übergreifungslängen von der Verbunddübelleiste mit konventionellem Betonstahl und zum anderen zur Untersuchung des Ausschälens. Hiermit wird ein Phänomen bezeichnet, bei dem ein Auszug der Verbunddübelleiste aus dem Beton (Pull-Out) aufgrund der nicht affinen Biegelinien des Gesamtquerschnitts und der Verbunddübelleiste bzw. der externen Bewehrung auftritt. Die hierbei entstehende Zugbelastung der Stahldübel ist identisch zur Belastung, die beim Abheben einer Platte entsteht. Ein Versagen infolge Ausschälens ist jedoch nur dann möglich, wenn die Leiste nicht bis über das Auflager geführt wird und die Bauteillänge im Verhältnis zur Biegesteifigkeit der externen Bewehrung sehr kurz ist, da nur dann eine entsprechend große Krümmung entsteht, aus der große Auszugskräfte resultieren.

Unabhängig vom Projekt P967 wurden an der RWTH Aachen Pull-Out Untersuchungen an Verbunddübelleisten mit Puzzleform und 10cm dicken Betongurten durchgeführt [CH14]. Zusätzlich wurde auch der Einfluss von Querrissen auf die Tragfähigkeit der Puzzleleisten betrachtet [CGH14].

Verbunddübelleisten mit geringem Randabstand in Normalbeton

Auf Grundlage der Erkenntnisse zu den liegenden Kopfbolzendübeln von *Kuhlmann und Breuninger* [KB98] untersuchten *Gajda und Kurz* [GK13] das Tragverhalten von randnahen bzw. liegenden Verbunddübelleisten mit einer Serie von 34 Push-Out Versuchen in schlanken Scheiben mit 10cm Betondicke (vgl. Abbildung 2.28, links). Die bei diesen Untersuchungen verwendeten Puzzle- und Klothoidenformen sind in Abbildung 2.28 (rechts) dargestellt. Beim Vergleich mit der Geometrie der Verbunddübel aus der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung [DIB13] wurde festgestellt, dass die verwendeten Dübelformen im Vergleich zur Zulassung deutlich gestaucht wurden. Dies trifft besonders auf die Klothoidenform zu, bei der die Höhe gerade einmal die Hälfte der üblichen Höhe nach Zulassung beträgt. Für die Verbunddübelleisten wurden Bleche mit Dicken zwischen 4mm und 6mm in der Stahlgüte S235JR verwendet. Neben der Dübelgeometrie wurden bei den experimentellen Untersuchungen auch die Betongüte, die Breite der Auflagerung und die Bewehrungsart variiert. Es wurden zwei Arten von Bewehrung, die Bügelbewehrung und die Wendelbewehrung, die zwischen den Stahldübeln angebracht ist, sowie eine Kombination von beiden untersucht. Die Wendelbewehrung wurde in früheren Untersuchungen in Kombination mit der in Abbildung 2.28 dargestellten Puzzleform an der TU Kaiserslautern getestet. Hierbei konnten in einer stehenden Anwendung die Traglasten um etwa 20% und die Duktilität um etwa 30% gesteigert werden [Abr+10].

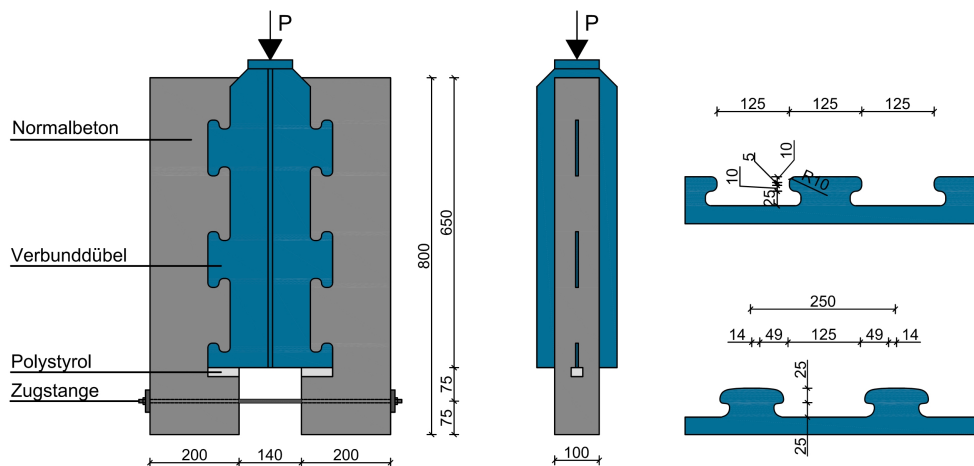


Abbildung 2.28: Push-Out Versuchskörper (links) und Geometrie der verwendeten Verbunddübelleisten (rechts) (oben: Puzzle, unten: Klothoide) (nach [GK13])

Bei den von *Gajda und Kurz* [GK13] untersuchten, liegenden Verbunddübelleisten mit dem geringen seitlichen Randabstand ergab sich durch den Einsatz der Wendelbewehrung eine Laststeigerung zwischen 39 % und 76 % sowie ein deutlich duktileres Verhalten im Vergleich zu den unbewehrten Referenzkörpern. Die Duktilität konnte durch die zusätzliche Verwendung einer Bügelbewehrung noch deutlich gesteigert werden, wohingegen sich die Maximallast nicht wesentlich veränderte. Der Einfluss der Betongüte wurde vor allem bei den Push-Out Versuchen ohne Wendelbewehrung ersichtlich. Dort konnte ein Anstieg der Traglast um etwa 30 % beobachtet werden, wenn die Betongüteklasse von C25/30 auf C35/45 erhöht wurde.

Die Variation der Dübelformen ergab keine Veränderung im Tragverhalten oder der Tragfähigkeit. Aufgrund der sehr ähnlichen Geometrie der Stahldübel und des Versagensmechanismus Spalten scheint dieses Ergebnis plausibel. Bei der Veränderung der Auflagerbreite wurde ebenfalls kein signifikanter Einfluss auf die Dübelkennlinie festgestellt. Allerdings stieg die Kraft in der Zugstange bei Erreichen der Maximallast mit zunehmender Auflagerbreite bzw. Exzentrizität der Auflagerung deutlich an.

Bei allen Push-Out Versuchen wurde ein Abheben der Betonplatte senkrecht zum Stahlsteg beobachtet und die Messung der Dickenänderung der Versuchskörper zeigte zudem, dass sich bereits auf niedrigem Lastniveau erste Spaltrisse bildeten. Die ersten auf der Betonoberfläche sichtbaren Risse entstanden etwa bei der Maximallast. Es traten hierbei zunächst horizontale und bei fortschreitender Belastung auch vertikale Risse auf.

2.4.5 Verbunddübelleisten in UHPC

Allgemeines

Die Entwicklung des ultrahochfesten Betons eröffnete auch für den Stahlverbundbau neue Möglichkeiten. Die hohe Druckfestigkeit ermöglicht es, die Betonabmessungen, also beispielsweise die Dicke einer Gurtplatte, stark zu reduzieren. Gleichzeitig können hohe lokale Lasten von den Verbundmitteln in den Beton eingeleitet werden. Aufgrund der dichten UHPC Matrix kann zusätzlich die Betondeckung reduziert werden.

Bei Verwendung von UHPC ergeben sich jedoch sowohl durch die reduzierten Bauteilabmessungen als auch durch die mechanischen Eigenschaften von UHPC neue Herausforderungen. Kopfbolzendübel besitzen, wie in Abschnitt 2.4.3 beschrieben, in hoch- und besonders in ultrahochfesten Betonen eine geringere Duktilität als im Normalbeton, da der hochfeste Beton direkt vor dem Dübelfuß nicht versagt und die Kopfbolzendübel hieraus resultierend weniger auf Biegung und mehr auf Abscheren beansprucht werden. Gleichzeitig konnte gezeigt werden, dass sich Verbunddübelleisten als Verbundmittel in hochfestem Beton (engl. High Strength Concrete, HSC) eignen. Diese wiesen bei entsprechenden Untersuchungen eine hohe Tragfähigkeit und ein günstiges Verformungsverhalten auf [Fel+07, Heg+03]. Aufbauend auf diesen Untersuchungen wurden einige Forschungsarbeiten zum Tragverhalten verschiedener kontinuierlicher Verbundmittel in dünnen Platten aus UHPC durchgeführt, die im Folgenden getrennt nach den einzelnen Forschungseinrichtungen vorgestellt werden.

RWTH Aachen

An der RWTH Aachen wurden am Lehrstuhl für Massivbau die ersten Untersuchungen zu Verbunddübelleisten in UHPC-Gurtplatten von *Heinemeyer* [Hei11] vorgenommen. Das Versuchsprogramm umfasste 22 statische Push-Out Versuche an Verbundkörpern mit Obergurt und 19 statische Push-Out Versuche mit Konfiguration ohne Obergurt, von denen fünf Abscherversuche mit einer zusätzlichen Querbiegung erfolgten. Des Weiteren wurden fünf statische Versuche an Verbundträgern mit und ohne Obergurt durchgeführt.

Im Zuge der Push-Out Versuche wurden Ausnehmungen mit Puzzle- und Sägezahnform getestet (vgl. Abbildung 2.29, rechts). Nahezu alle Untersuchungen wurden jedoch mit der Puzzleleiste durchgeführt, die im Vergleich zur Geometrie aus der Zulassung [DIB13] um 40% gestaucht war. Weitere wichtige Untersuchungsparameter der Push-Out Versuche waren die Blechdicke der Verbundmittel, der Stahlfasergehalt (0 Vol.-% bis 2,5 Vol.-%) sowie die Stahlfaserorientierung, die Betondeckung, die Betonfestigkeit (HSC oder UHPC) und die Querbewehrung. In allen Versuchskörpern kam ein Stahl der Güte S460 zum Einsatz. In Abbildung 2.29 (links und Mitte) sind die klassischen Push-Out Körper mit Obergurt dargestellt. Die Dicke des UHPC variierte zwischen 80 mm und 100 mm, bei Druckfestigkeiten $f_{c,100}$ von 134 N/mm² ohne Faserbewehrung bis hin zu 192 N/mm² bei höheren Fasergehalten.

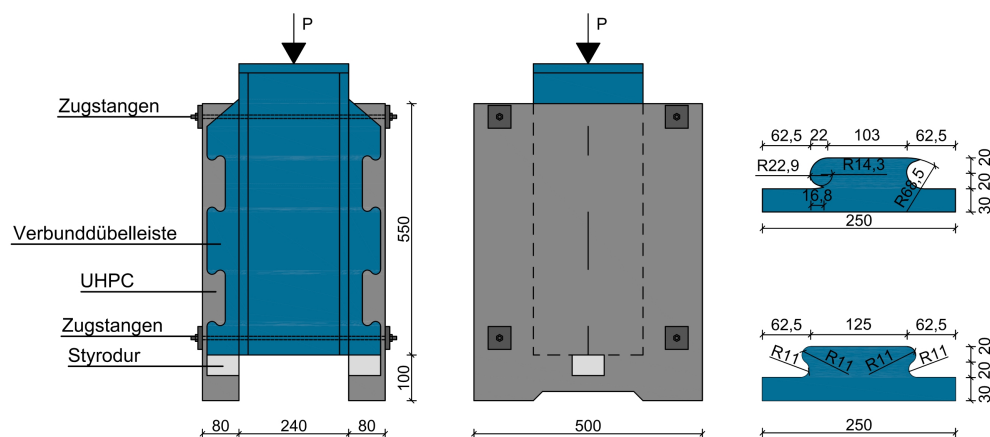


Abbildung 2.29: Push-Out Versuchskörper (links und Mitte) und Geometrie der verwendeten Verbunddübelleisten (rechts) (nach [Hei11])

Die wichtigsten Ergebnisse der Push-Out Versuche aus [Hei11] lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Symmetrische Verbundmittel sind zu bevorzugen. Die Tragfähigkeit und Duktilität der Sägezahnform war bei Belastung der konvexen Seite deutlich geringer.
- Ein Fasergehalt von 0,9 Vol.-% wird als optimal beschrieben. Hierdurch konnte ein duktileres Verhalten sichergestellt und die Verarbeitbarkeit verbessert werden. Bei höheren Fasergehalten ergaben sich nur geringfügig höhere Traglasten.
- Die Faserorientierung wurde durch die Einfüllrichtung des Betons bei zwei Push-Out Versuchen mit je 0,5 Vol.-% Stahlfasergehalt beeinflusst. Eine Überprüfung der tatsächlichen Faserausrichtung im Probekörper erfolgte nicht. Es konnte zwar eine Erhöhung der Traglast beim Versuchskörper mit der günstigen Faserorientierung festgestellt werden, allerdings versagten beide Versuchskörper sehr spröde und mit unterschiedlichen Versagensbildern, so dass keine detaillierten Auswertungen erfolgen konnten.
- Die Dicke der Verbunddübelste beeinflusste die Traglast und den Versagensmechanismus deutlich. Mit abnehmender Leistenstärke sank die Maximallast, wohingegen die Duktilität zunahm. Bei einer Dicke von 20 mm trat Betonversagen infolge Betonausbruch auf, bei 15 mm Blechdicke war ein kombiniertes Stahl- und Betonversagen zu beobachten und bei der 10 mm Puzzleleiste kam es zu einem Stahlversagen.
- Der Vergleich von Push-Out Körpern mit UHPC (0,9 Vol.-% Stahlfasergehalt) und HPC ohne Fasern zeigte, dass neben einer höheren Tragfähigkeit und besseren Duktilität auch ein ganz anderes Tragverhalten vorlag. Der Versuchskörper aus UHPC wies Stahlversagen auf, während derjenige aus HPC infolge Ausstanzen versagte.
- Eine zusätzliche Querbiegebeanspruchung wirkte sich aufgrund der aktivierten Reibkräfte günstig auf die Trag- und Verformungsfähigkeit sowie die Anfangssteifigkeit aus.
- Es traten nur die Versagensmechanismen Spalten (geringste Tragfähigkeit und nur bei Versuchskörpern ohne Querbewehrung), Ausstanzen und Stahlversagen auf. Ein Überschreiten der Teilflächenpressung oder ein Abscheren der Betondübel wurde nicht beobachtet.

Auf Grundlage der eigenen Versuchserkenntnisse sowie unter Einbeziehung der Ergebnisse anderer Forschungsarbeiten zu Verbunddübeln in Normalbeton hat *Heinemeyer* [Hei11] sowohl für den Ausstanzwiderstand P_{Aus} (Gleichung (2.10)) als auch für die Tragfähigkeit bei Stahlabscheren $P_{y,Stahl}$ (Gleichung (2.11)) Bemessungsgleichungen vorgeschlagen. Die Korrelation der theoretischen mit den experimentellen Traglasten wurde für das Stahlversagen auch mit den Ergebnissen von [Sei09], [Fel+07] und [Gün+09] verglichen.

Um das Spaltversagen zu verhindern, ist eine Querbewehrung erforderlich, die nach Gleichung (2.12) ermittelt werden kann. In Abbildung 2.30 sind einige der in den Bemessungsgleichungen verwendeten Parameter grafisch dargestellt und definiert.

$$P_{Aus} = \frac{1}{\eta} \cdot 20,15 \cdot h_{tc}^{1,5} \cdot f_{ck}^{0,5} \cdot (1 + \rho_i) \cdot \frac{1}{\gamma_v} \quad (2.10)$$

$$P_{y,Stahl} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \Gamma \cdot t_w \cdot b_a \cdot f_y \cdot \frac{1}{\gamma_m} \quad (2.11)$$

$$\text{erf } A_{sq} = (A_{sq,1} + A_{sq,2}) = \frac{1}{2} \cdot \frac{P}{f_{yd}} \quad (2.12)$$

mit:

| | |
|---------------|---|
| P_{Aus} | Ausstanzwiderstand [N] |
| $P_{y,Stahl}$ | Tragfähigkeit bei Stahlabscheren [N] |
| η | Faktor für die Bestimmung der Abtriebskraft [-] $\eta = 0,4 - 0,001 \cdot f_{ck}$ |
| h_{tc} | Höhe des Ersatzkegels [mm] |
| f_{ck} | charakteristische Betondruckfestigkeit [N/mm ²] |
| ρ_i | ideeller Querbewehrungsgrad [-] $\rho_i = (E_s \cdot A_{sq}) / (E_{cm} \cdot A_{d,eff})$ |
| E_s | Elastizitätsmoduls des Betonstahls [N/mm ²] |
| E_{cm} | Elastizitätsmodul (mittlerer Sekantenmodul) des Betons [N/mm ²] |
| A_{sq} | wirksamer Bewehrungsquerschnitt [mm ²] $A_{sq} = A_{sq,1} + A_{sq,2}$ |
| $A_{d,eff}$ | effektiver Betonquerschnitt nach Abbildung 2.30 [mm ²] |
| Γ | Abminderungsfaktor bei Momenten-Querkraft-Interaktion [-] |
| t_w | Blechdicke der Verbunddübelleiste [mm] |
| b_a | effektive Breite des Stahlzahns [mm] |
| f_y | Streckgrenze der Verbunddübelleiste [N/mm ²] |
| γ_v | Teilsicherheitsbeiwert für Verbundmittel [-] |
| γ_m | Teilsicherheitsbeiwert für Stahl [-] |

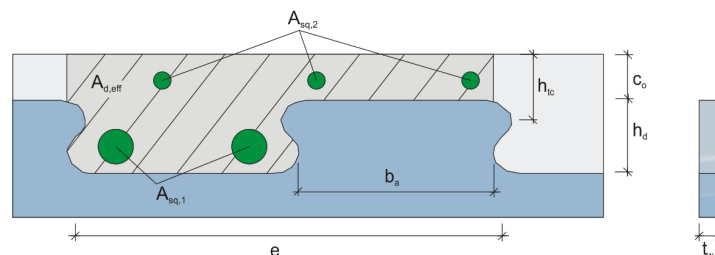


Abbildung 2.30: Bezeichnungsdefinition der Verbunddübelleiste [Hei11]

Das Bemessungsmodell gilt für Beton C20/25 bis C80/95 und UHPC mit mindestens 0,9 Vol.-% Stahlfasern und Dicken der Verbunddübelleiste zwischen 10 mm und 21 mm. Zusätzlich zu weiteren Randbedingungen für die Ausnehmungsgeometrie liegt eine Beschränkung auf verhältnismäßig niedrige Dübel vor, bei denen $0,3 \leq h_d/b_a \leq 1,1$ gilt.

An der RWTH Aachen wurden im Anschluss an die statischen Versuche der Verbunddübelleisten in UHPC auch dynamische Untersuchungen durchgeführt. Bei diesen entwickelte *Gallwoszus* [Gal14, GCH15] ein verformungsbasiertes Ingenieurmodell zur Berechnung der Versagensschwingspielzahl für den Stahldübel zur Anwendung im UHPC. Die Betonschädigung wurde in diesen Untersuchungen aufgrund der hohen Druckfestigkeit hinsichtlich der Ermüdung nicht relevant.

TU Dortmund

Das **Forschungsprojekt P757** [Sei+13a] wurde gemeinsam durch die Technische Universität Dortmund und die SSF Ingenieure AG bearbeitet. In diesem Vorhaben wurde die Entwicklung, Optimierung und der wirtschaftliche Einsatz der Stahlleichtverbund-Bauweise im Bauwesen untersucht. Der Schwerpunkt lag dabei auf Verbundmodulen zur Anwendung in Geschossdecken. Die Deckenplatte wurde zur Gewichtsreduktion mit ultrahochfestem Beton ausgeführt und die Verbundsicherung erfolgte mit einer PZ-Verbunddübelleiste nach [DIB13] mit einem Ausnehmungsabstand e_x von 75 mm. Insgesamt wurden 35 Push-Out Versuche mit den Abmessungen nach Abbildung 2.31 durchgeführt, bei denen immer ein hochfester Baustahl der Güte S690 oder S700MC mit einem UHPC mit Druckfestigkeiten $f_{ck,150}$ zwischen 118 N/mm² (ohne Faserbewehrung) und 159 N/mm² (bei 2,5 Vol.-% Stahlfaseranteil) sowie einem hochfesten Beton (88 N/mm²) kombiniert. Neben dem Einfluss der Blechdicke (4 mm, 8 mm und 12 mm) sowie der Querbewehrung wurde auch der Einfluss der Gurtplattendicke (40 mm bzw. 60 mm) im Rahmen der Versuche überprüft. Es gab einige Versuchskörper ohne Stahlfaserbewehrung, aber bei diesen wurde pro Ausnehmung jeweils ein Bewehrungsstab mit dem Durchmesser 6 mm, 8 mm oder 10 mm verwendet.

Wie aus Abbildung 2.31 zu erkennen ist, wurde bei diesen Versuchen zwar eine Isolierung des Stegbleches am unteren Rand vorgenommen, allerdings wurde der unterste Stahldübel nicht abgeschirmt, so dass dieser eine etwas andere Belastung erfährt als die weiter oben gelegenen Dübel. Die wesentlichen Erkenntnisse der Push-Out Versuche können wie folgt zusammengefasst werden:

- Bei dünnen Verbunddübelleisten ($t_w = 4$ mm) kam es durchweg zum Stahlversagen. Bei den dünnen Betonplatten (40 mm) kam es zu einer Biege- und Schubbelastung der Stahldübel, wohingegen bei den dickeren Betonplatten (60 mm) vermehrt reines Abscheren zu beobachten war.
- Bei Versuchskörpern mit 8 mm dicken Puzzleleisten war ein kombiniertes Stahl- und Betonversagen zu beobachten, wobei die Variation der Querbewehrung die erreichbaren Traglasten nahezu nicht veränderte. Die Duktilität verbesserte sich mit zunehmendem Bewehrungsdurchmesser.
- Alle Versuchskörper mit 12 mm Blechdicke versagten in Folge von Spalten und teilweiser Schädigung des Betongefüges im Dübelkernbereich. Je größer der Bewehrungsdurchmesser, desto höher waren die Traglast und die Duktilität.
- Versuchskörper, die ohne Stahlfaserbewehrung ausgeführt wurden, versagten spröde durch Ausstanzen. Dies geschah auf einem deutlich niedrigeren Lastniveau (ca. 50 %) als bei denjenigen, die 2,5 Vol.-% Stahlfasern beinhalteten und bei denen es zum Stahlversagen kam.
- Tragfähigkeit und Duktilität des hochfesten Betons waren trotz konventioneller Betonstahlbewehrung und Faserbewehrung deutlich schlechter als in den vergleichbaren Versuchen mit UHPC. Es wurde immer Betonversagen (Spalten und Ausstanzen) maßgebend.
- Die Tragfähigkeit kann für Ausstanzen und Abscheren aus den Modellen von Seidl [Sei09] ermittelt werden.

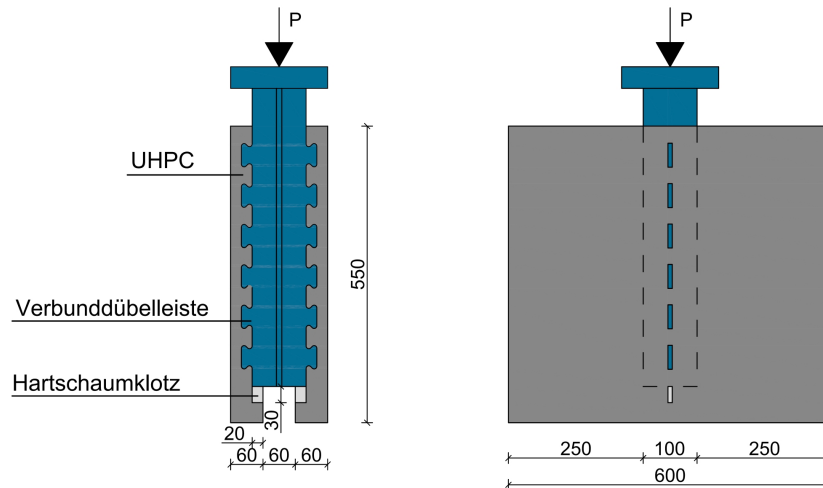


Abbildung 2.31: Push-Out Versuchskörper (nach [Sei+13a])

Die charakteristische Tragfähigkeit der Stahldübel $P_{Rk,Stahl}$ kann nach [Sei+13a] aus Gleichung (2.13) ermittelt werden:

$$P_{Rk,Stahl} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot t_w \cdot b_d \cdot f_{yk} \quad (2.13)$$

mit:

| | |
|----------------|---|
| $P_{Rk,Stahl}$ | charakteristische Tragfähigkeit der Stahldübel [N/Stahldübel] |
| t_w | Blechdicke der Verbunddübelleiste [mm] |
| b_d | Stahldübelbreite auf Höhe des maßgebenden Schnittes [mm] b_d = Breite am Dübelgrund (für $h_c \geq 60$) b_d = kleinste Dübelbreite (für $h_c < 60$) |
| f_{yk} | Streckgrenze der Verbunddübelleiste [N/mm ²] |

TU Kaiserslautern

An der Technischen Universität Kaiserslautern wurde durch *Wiese* [Wie13] die Tragfähigkeit der sogenannten „Stahlscharen“ in UHPC-Gurtplatten mit 30 mm Dicke untersucht. Die Stahlscharen sind in Abbildung 2.32 dargestellt und bestehen aus rechteckförmigen Stahlzähnen, die an ihren Spitzen um 90° verdreht wurden. Für die Stahlscharen wurden Blechdicken von 2 mm bis 4 mm verwendet, die in Stahl der Güte S235 oder S320 und in Abständen zwischen 5 mm und 22,5 mm zum Einsatz kamen. Die Breite betrug 15 mm oder 20 mm bei einer maximalen Höhe von ebenfalls 15 mm oder 20 mm. Der verwendete UHPC mit 1,5 Vol.-% Stahlfasern wies zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung im Mittel eine Druckfestigkeit $f_{c,150}$ von 130 N/mm² auf [WSK11]. Zum Vergleich wurde auch ein Normalbeton der Festigkeitsklasse C20/25 verwendet.

Insgesamt wurden 38 Push-Out Versuche mit je drei Scharen pro Seite und verschiedenen Parametervariationen durchgeführt. Daraus wurde ein Bemessungskonzept für Längsschub entwickelt, bei dem die Versagensarten Längsaufreißen des Betongurts, Betonausbruch sowie Stahlversagen durch Abscheren der Scharen Berücksichtigung fanden.

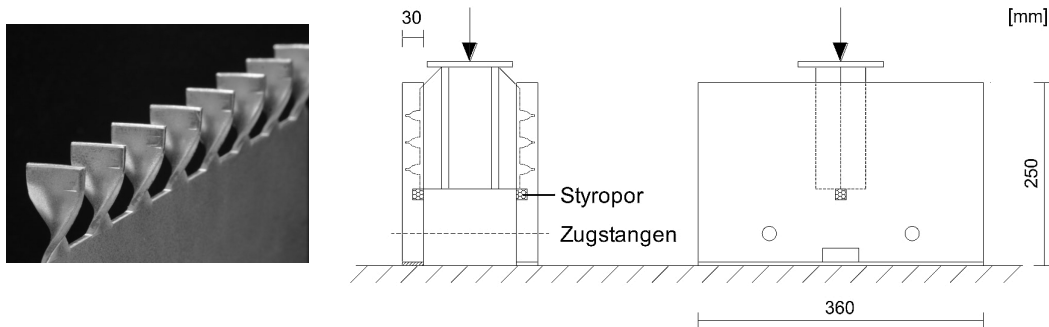


Abbildung 2.32: Verbundmittel Stahlschare und Aufbau beim Push-Out Versuch [WSK11]

Alle durchgeführten Push-Out Versuche mit UHPC wiesen eine gute Duktilität auf, da das Versagen immer durch Abscheren der Scharen im Fußbereich erfolgte. Bei den 2 mm dicken Stahlscharen kam es zu einem reinen Stahlversagen ohne sichtbare Schädigung des UHPC. Größere Blechdicken führten zu einem sichtbaren Spaltriss im UHPC, der aber für das Versagen nicht maßgebend wurde, da die Rissbreite klein blieb. Durch die reduzierten Abmessungen der Verbundmittel konnte das Verformungskriterium nach Eurocode 4 [DIN10c] in der Regel nicht erfüllt werden. Die größten Verformungen stellten sich bei den Stahlscharen mit der Stahlgüte S235 ein.

Die Versuchskörper mit Normalbeton wiesen im Gegensatz dazu ausschließlich Betonversagen auf, welches sich nach einer vertikalen Spaltrissbildung durch das Ausstanzen einstellte. Sowohl die Traglast als auch die Duktilität waren bei diesen Versuchskörpern geringer als bei denen aus UHPC.

Von den verwendeten Bemessungsansätzen zur Bestimmung der Traglast ist aufgrund der Form der Stahlscharen lediglich der Ansatz zur Ermittlung der Stahlversagenslast $P_{s,d}$ nach Gleichung (2.14) für die vorliegende Arbeit von Relevanz.

$$P_{s,d} = 0,97 \cdot \frac{k_w \cdot f_{uk}}{\sqrt{3}} \cdot b_s \cdot t_s \cdot (1 + \mu \cdot 0,5) \cdot \frac{1}{\gamma_{v,s}} \quad (2.14)$$

mit:

| | |
|----------------|--|
| $P_{s,d}$ | Bemessungswert des Widerstands gegen Stahlversagen [N/Schar] |
| k_w | Erhöhungsfaktor zur Bestimmung der wahren Zugfestigkeit [-] |
| f_{uk} | charakteristische, technische Zugfestigkeit eines Stahlschars [N/mm ²] |
| b_s | Breite eines Stahlschars [mm] |
| t_s | Blechdicke eines Stahlschars [mm] |
| μ | Reibungsbeiwert zwischen Stahl und Beton [-] |
| $\gamma_{v,s}$ | Teilsicherheitsbeiwert für Stahlschare bei Stahlversagen [-] |

Bei Vergleich der Gleichung (2.14) mit den Gleichungen für das Stahlversagen von Puzzle- oder Klothoidenleisten nach [DIB13], [Hei11] und [Sei+13a], also den Gleichungen (2.9), (2.11) und (2.13), fällt auf, dass *Wiese* [Wie13] anstelle der technischen Streckgrenze die wahre Zugfestigkeit verwendet. Dieser Ansatz beruht auf dem reinen Abscheren der Stahlscharen unter Berücksichtigung der Volumenkonstanz bei großen Bruchdehnungen [Wie13]. Das Stahlversagen in den Versuchen mit Verbunddübeln wurde auf Basis der Streckgrenze entwickelt und es lag in der Regel ein kombiniertes Schub- und Biegeversagen der Stahldübel vor, das mit einer gewissen

Betonschädigung einherging. Dadurch waren die Dehnungen über die ganze Querschnittsfläche üblicherweise geringer als bei Versuchen mit den Stahlscharen.

Zusätzlich zu den Untersuchungen mit Stahlscharen erfolgten an der TU Kaiserslautern [SKW14] auch Push-Out Versuche mit Verbunddübelleisten in hochfestem Beton mit einer Druckfestigkeit von $f_{c,150} = 115 \text{ N/mm}^2$. Die Geometrie der dabei verwendeten Puzzleleisten entsprach derjenigen, die auch *Gajda und Kurz* [GK13] bei ihren Untersuchungen verwendete (vgl. Abbildung 2.28, rechts). Die Puzzleleisten mit 8 mm Blechdicke und der Stahlgüte S355 dienten bei diesem Projekt zur Verdübelung der Schubfuge von Mikroverbundträgern mit Stegöffnungen und einer Platte aus hochfestem Beton mit einer Dicke von nur 30 mm. Die Höhe der Puzzleleiste betrug 15 mm und der Abstand der Dübel 90 mm. Bei den fünf durchgeführten Push-Out Versuchen kam es durchweg zu einem spröden Ausstanzen der oberen Betondeckung, die nicht durch Bewehrung eingefasst war.

Korea

In Japan und Korea wurden Untersuchungen an der von *Oguejiofor und Hosain* [OH92, OH94, OH95, OH97] vorgeschlagenen Perfobondleiste mit kreisrunden und nach oben geschlossenen Ausnehmungen (Durchmesser bis 50 mm) durchgeführt. Diese Perfobondleisten werden nur abschnittsweise auf den Obergurt eines Stahlträgers geschweißt und wirken daher als eine Kombination aus Blockdübel und kontinuierlicher, duktiler Verbunddübelleiste.

Dabei wurden in Korea [Kan+14] Push-Out Versuche mit Perfobondleisten in hochfestem Beton (80 N/mm^2) ohne Faserbewehrung und ultrahochfestem Beton (180 N/mm^2) mit 1,5 Vol.-% Stahlfasern durchgeführt. Die Tragfähigkeit und Duktilität im UHPC war bereits ohne Löcher in der Leiste (reine Blockdübelwirkung) sehr gut. Die Tragfähigkeit konnte in den Untersuchungen mit Ausnehmungen noch einmal gesteigert werden, wohingegen bei der Duktilität keine klare Tendenz zu erkennen war. Im Vergleich zu diesen Ergebnissen konnte bei den Tests mit hochfestem Beton das Duktilitätskriterium nach Eurocode 4 [DIN10c] nur in einer einzigen Konfiguration mit einem Lochdurchmesser von 50 mm erreicht werden. Die Traglast lag im Mittel bei 54 % der erreichten Maximallasten im UHPC.

Japan

Am Flughafen von Tokio wurde 2010 eine vorgespannte Segment-Brücke aus UHPC-Hohlkästen (Stege und Untergurt) sowie einer Fahrbahnplatte aus konventionellem Stahlbeton errichtet, die das nördliche und südliche Flugfeld verbindet. Hierbei kamen die ebenfalls in Korea untersuchten, kurzen Perfobondleisten als Schubverbinder zwischen den UHPC-Segmenten und der nachträglich hergestellten Fahrbahnplatte aus Normalbeton zum Einsatz [WMY07]. Der ultrahochfeste Beton, der für dieses Projekt verwendet wurde, besitzt eine Druckfestigkeit von 180 N/mm^2 und 2,0 Vol.-% Stahlfasern. Eine konventionelle Bewehrung mit Stabstahl war nicht notwendig. In Längsrichtung wurde die Vorspannung der einzelnen UHPC-Segmente in den Fugen gekoppelt, die anschließend mit einem UHPC vergossen wurden. An der Schnittstelle der Stege zur Fahrbahnplatte übertragen die zweireihig angeordneten Perfobondleisten mit einem Lochdurchmesser von 50 mm und einer Plattendicke von 22 mm sowohl die auftretenden Schubkräfte als auch die Zugkräfte infolge der weit auskragenden Platte [WMY07].

Eine andere Anwendung der Perfobondleisten in Japan [Wir+14] sieht vor, dass diese als Verbindungselement verwendet werden sollen, wenn in Brückenlängsrichtung unterschiedliche Materialien und Querschnittsabmessungen vorgesehen sind. In dem beschriebenen Fall soll das Mittelfeld einer Brücke aus UHPC hergestellt und mit den seitlichen Bereichen aus vorgespanntem Normalbeton verbunden werden. Bei dieser Anwendung werden die Perfobondleisten daher als Verbindungselement in der Fuge zwischen den Stegen aus normal- und ultrahochfestem Beton eingesetzt, die später vergossen wird. Die genaue Ausbildung der Fuge sieht vor, dass in die beiden zu koppelnden Stege die Perfobondleisten jeweils so einbetoniert werden, dass sich in der Fuge eine Übergreifung der Löcher ergibt, in die dann Bewehrung eingelegt wird. Im Anschluss erfolgt das Koppeln der Spannglieder und Vergießen der Fuge mit UHPC.

Zur Überprüfung des Tragverhaltens der Perfobondleiste bei einer Kopplung von UHPC mit 180N/mm^2 Druckfestigkeit und Normalbeton wurden experimentelle Untersuchungen mit und ohne externe Normalkraftbeanspruchung durchgeführt. Die Ergebnisse haben gezeigt, dass Perfobondleisten mit größeren Ausnehmungen, Blechdicken und Bewehrungsdurchmessern die höchste Tragfähigkeit und beste Duktilität erzielen. Wenn zusätzlich eine Normalkraftbeanspruchung aufgebracht wird, erhöht sich die Tragfähigkeit der Fuge deutlich, so dass es bei einem Versuchskörper sogar zum Versagen außerhalb der Fuge kam. Die Schubkraft wurde über drei Mechanismen übertragen. Die Dübelwirkung (inkl. Bewehrung) der Ausnehmungen, die Blockwirkung der einbetonierten Leisten und die Reibkraft, die bei zusätzlicher Normalkraftbeanspruchung dominierte.

2.5 Verbundträger aus normal- und ultrahochfesten Betonen

2.5.1 Entwicklung und Überblick

Die ersten Verbundträger wurden zu Anfang des 20. Jahrhunderts als Walzträger in Beton (WIB) ausgeführt [Wap93]. Bei dieser Bauweise, die auch heute noch gebräuchlich ist, werden üblicherweise ganze Walzträger fast mittig in eine Betonplatte eingebettet, so dass nur der untere Stahlflansch außerhalb der Betonplatte liegt. Da die Platte nicht viel höher ist als der Walzträger, ist der Horizontalschub relativ klein und die Tragfähigkeit der Verbundplatte nicht viel größer als die der reinen Stahlträger [Bod87]. Mit der Entwicklung der Verbundmittel wurden die Stahlträger häufiger auch vollständig unterhalb des Betongurts angeordnet und mit diesem schubfest über die Verbundmittel verbunden. Dadurch stellt sich eine erhöhte Tragfähigkeit bei nahezu gleichem Eigengewicht ein. Diese Konstruktionsform ist der klassische Stahlverbundträger. Abhängig von den Randbedingungen kommen heutzutage sowohl die Walzträger in Beton als auch die klassischen Stahlverbundträger zur Anwendung. Die WIB-Bauweise wird jedoch seltener, zumeist noch bei Eisenbahnbrücken mit kurzen Spannweiten eingesetzt.

Bei Stahlverbundträgern, bei denen die Stahlträger außerhalb der Stahlbetonplatte liegen, wurde schon frühzeitig erkannt, dass der Obergurt nur wenig zur Tragfähigkeit des Verbundquerschnitts beiträgt und im Wesentlichen zur Aufnahme der Verbundmittel dient. Um die Wirtschaftlichkeit zu steigern, wurde daher darüber nachgedacht auf einen Obergurt zu verzichten. Es stellte sich allerdings die Frage, wie die Verdübelung aussehen sollte und ob bei der Herstellung auf der Baustelle nicht zu-

sätzliche Hilfsstützen und eine aufwändigere Schalung für den Ortbeton notwendig sind. Aus diesen Überlegungen heraus erfolgten 1967 die ersten Untersuchungen mit liegenden Kopfbolzendübeln an einem obergurtlosen Stahlprofil [Bod85].

Durch die Entwicklung der Verbunddübelleiste können obergurtlose Profile direkt mit den nötigen Verbundmitteln hergestellt werden, indem diese in den Steg des Stahlträgers geschnitten werden. Die Verwendung von symmetrischen Ausnehmungsformen ist in diesem Fall besonders günstig. Parallel zu den kontinuierlichen Verbundmitteln entwickelte sich im Brückenbau eine Bauweise mit Verbundfertigteilträgern (VFT[®]), die im Fertigteilerwerk vorgefertigt und anschließend auf der Baustelle mit Ortbeton ergänzt wurden [Dos+01].

Die erste Brücke, die beide Vorteile miteinander vereint hat, war die Verbundbrücke Pöcking, die in Abbildung 2.33 (links) im Querschnitt dargestellt ist und in [Sch+04] ausführlich beschrieben wurde. Der erste Einsatz der externen Bewehrung folgte einige Jahre später an der Verbundbrücke in Vigaun (Abbildung 2.33, rechts) [SB09]. Bei der Bauweise mit externer Bewehrung wird der Stahlverbrauch weiter reduziert und die Verbunddübelleiste direkt oberhalb des Flansches in den Steg geschnitten. Hierdurch erhöht sich die Wirtschaftlichkeit noch einmal und es ist aufgrund des großen Hebelarms zwischen Stahl und Platte möglich, sehr große Spannweiten zu überbrücken. Bei dieser Konfiguration können auch Bleche mit unterschiedlichen Stahlgüten und in beliebigen Dicken als Schweißträger verwendet werden, wodurch es zu einer besseren Ausnutzung aller Stahlelemente kommt [Bod85]. Gerade in den letzten zehn Jahren wurden daher im Brückenbau häufiger Verbundträger ohne oberen Stahlflansch in Kombination mit der Verbunddübelleiste ausgeführt [Sei+13c].

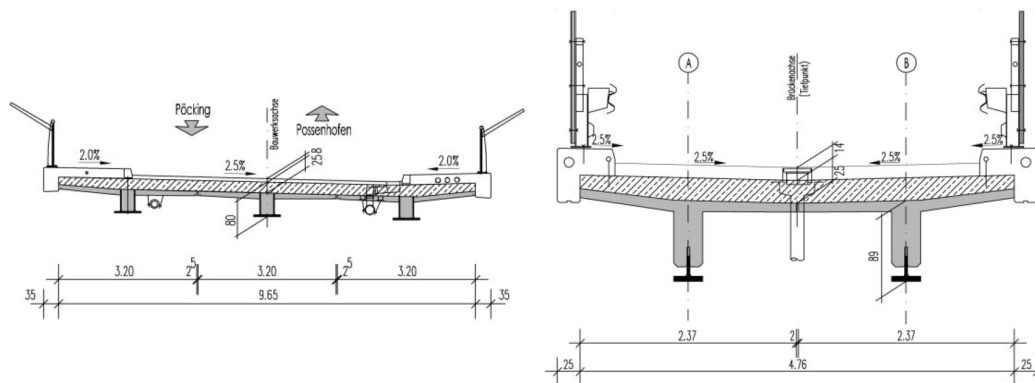


Abbildung 2.33: Brücken mit Verbunddübelleisten; Pöcking (links) und Vigaun mit externer Bewehrung (rechts) [SB09]

Verbundträger aus UHPC kamen bisher in der Praxis noch nicht zum Einsatz. Um prinzipielle Anwendungsmöglichkeiten aufzuzeigen, wird in den folgenden Abschnitten zunächst das Tragverhalten von klassischen Verbundträgern und Verbundträgern mit externer Bewehrung in Normalbeton beschrieben, bevor auf die vorliegenden wissenschaftlichen Untersuchungen von Verbundträgern aus UHPC eingegangen wird. Der Schwerpunkt wird dabei immer auf das Tragverhalten und den Einfluss der Verbundmittel bzw. der Verbundfuge gelegt.

2.5.2 Einfluss der Verbundfuge auf das Tragverhalten von Verbundträgern

Tragfähigkeit der Verbundmittel in der Verbundfuge

Die Duktilität und die Anzahl der Verbundmittel bzw. Schubtragfähigkeit pro Meter beeinflussen das Tragverhalten eines Verbundträgers deutlich. Bei den Verbundmitteln wird, wie in Abschnitt 2.4.1 beschrieben, zwischen duktilen und nicht-duktilen Verbundmitteln unterschieden. Wenn ein duktiles Verbundmittel vorliegt, das eine plastische Umlagerung von Längsschubkräften in der Verbundfuge ermöglicht, darf für Tragwerke des Hochbaus, bei denen der Stahlquerschnitt in die Klassen 1 oder 2 eingestuft wird, sowohl eine vollständige als auch eine teilweise Verdübelung der Verbundfuge erfolgen [DIN10c]. In allen übrigen Fällen und bei Verwendung von nicht-duktilen Verbundmitteln ist nur eine vollständige Verdübelung erlaubt, bei der die Längsschubkräfte auf Basis der Elastizitätstheorie ermittelt werden [DIN10d].

Die vollständige Verdübelung ist so definiert, dass eine Vergrößerung der Verbundmittelanzahl nicht zu einer weiteren Erhöhung der Momententragfähigkeit führt. Dies ist bei einer plastischen Bemessung der Fall, wenn die gesamte Druckkraft des Betongurts zwischen zwei kritischen Schnitten über die Verbundmittel übertragen werden kann. Ansonsten liegt eine teilweise Verdübelung des Verbundträgers vor. Der Verdübelungsgrad η ist demnach definiert als das Verhältnis der Anzahl der vorhandenen Verbundmittel n zur Anzahl der Verbundmittel bei vollständiger Verdübelung n_f zwischen den kritischen Schnitten (vgl. Gleichung (2.15)). Für Werte von $\eta < 1$ liegt eine teilweise Verdübelung vor.

$$\eta = \frac{N_c}{N_{cf}} = \frac{n}{n_f} \quad (2.15)$$

mit:

| | |
|----------|--|
| η | Verdübelungsgrad [-] |
| N_c | Tragfähigkeit der Verbundmittel zwischen den kritischen Schnitten [kN] |
| N_{cf} | Normalkraft des Betongurts bei vollständiger Verdübelung [kN] |
| n | Anzahl der vorhandenen Verbundmittel [-] |
| n_f | Anzahl der Verbundmittel bei vollständiger Verdübelung [-] |

Anschaulich lässt sich der Verdübelungsgrad mit Hilfe von Abbildung 2.34 erläutern. Bei einer vollen Verdübelung mit $\eta = 1,0$ liegt ein vollständiger Verbund vor, der Schlupf ist minimal und es kann vom Ebenbleiben der Querschnitte (Bernoulli-Hypothese) ausgegangen werden (Punkt C). Die Tragfähigkeit des Querschnitts ist maximal und das vollplastische Moment $M_{pl,Rd}$ kann ausgenutzt werden. Wird auf eine Verdübelung verzichtet, stellt sich eine freie Verschiebung zwischen Stahlträger und Beton ein und die Tragfähigkeit wird nur durch die plastische Momententragfähigkeit des Stahls $M_{pl,a,Rd}$ bestimmt (Punkt A). Im Gegensatz dazu stellt sich bei Teilverdübelung mit dem Verdübelungsgrad η zwischen 0 und 1 (Bereich zwischen A und C) ein geringerer Schlupf ein und es kommt zu einer Spannungsverteilung mit zwei plastischen Nulllinien (B).

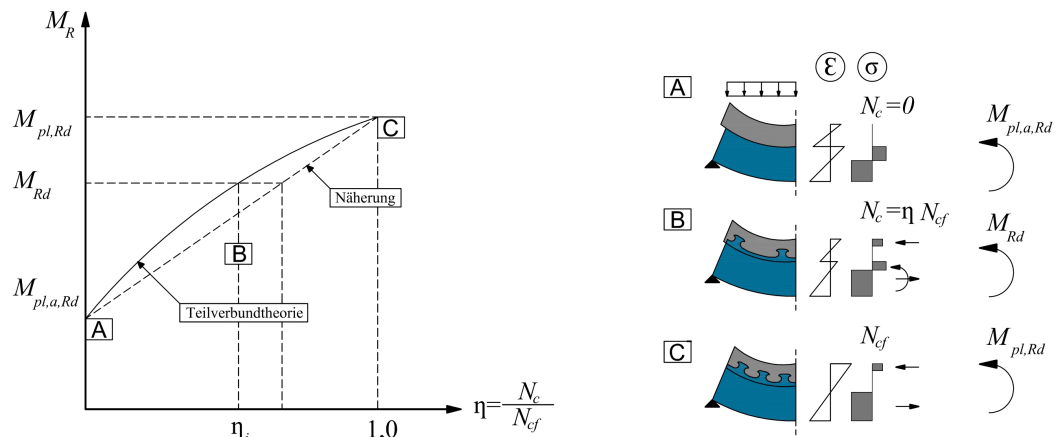


Abbildung 2.34: Teilverbunddiagramm (links) und Schlupf in der Verbundfuge von Verbundträgern abhängig vom Verdübelungsgrad (rechts) (nach [HSB10])

Bode [Bod93] hat sich mit dem Verhalten von starren (nicht-duktilen) Dübeln bei einem Verdübelungsgrad von weniger als 100 % beschäftigt. Aus dem Teilverbunddiagramm für starre Verbundmittel (Abbildung 2.35) ist erkennbar, dass bei diesen im Gegensatz zu flexiblen (duktilen) Verbundmitteln keine Überlagerung des reinen Stahlträgertraganteils mit dem Verbundträgertraganteil stattfindet (Punkt B in Abbildung 2.34). Dies liegt daran, dass es bei der Anwendung von nicht-duktilen Verbundmitteln nicht zur planmäßigen Relativverschiebung und zur Bildung von zwei Nulllinien im Querschnitt kommt. Es liegt entweder voller Verbund vor (analog zu Punkt C in Abbildung 2.34) oder die Trag- und Verformungsfähigkeit der Verbundmittel bzw. die plastische Tragfähigkeit des Stahlträgers begrenzen die Gesamttragfähigkeit. Eine Umlagerung in der Verbundfuge ist außerdem nicht möglich. Aus diesem Grund ist das Teilverbunddiagramm für starre Verbundmittel ungünstiger als das für duktile Verbundmittel.

Neben der Möglichkeit zur Lastumlagerung ist ein duktiler Verhalten in der Verbundfuge auch für den Ausgleich von Schubkraftspitzen im Bereich von Querschnittsänderungen und bei der Einleitung von konzentrierten Kräften in Trägerlängsrichtung von Vorteil und daher im Allgemeinen zu bevorzugen.

Bärtschi [Bär05] untersuchte mit Hilfe von numerischen Studien die Tragfähigkeit von Verbundträgern mit verschiedenen Verdübelungsgraden. Dabei lag sein Fokus unter anderem auf der Variation der Steifigkeit und Duktilität der Verbundmittel. Hierbei stellte sich heraus, dass Verbundmittel mit einer großen Duktilität und Verformungskapazität auch noch eine sichere Bemessung bei sehr kleinen Verdübelungsgraden erlauben. Verbundmittel, die sich hingegen eher starr verhalten und nur kleine Relativverschiebungen erlauben, können ebenfalls eingesetzt werden. Bei diesen ist dann jedoch ein deutlich größerer Verdübelungsgrad erforderlich, da es nur in begrenztem Maße zu Kraftumlagerungen in der Verbundfuge kommt.

Um das Verhalten der Verbundfuge auch bei größeren Relativverschiebungen korrekt beschreiben zu können, empfiehlt er bei zukünftigen Push-Out Versuchen die Belastung der Probekörper solange fortzusetzen, bis nur noch 10 % der maximalen Traglast vorhanden ist oder die Relativverschiebung mindestens das 5-fache der Relativverschiebung bei 90 % der maximalen Traglast besitzt.

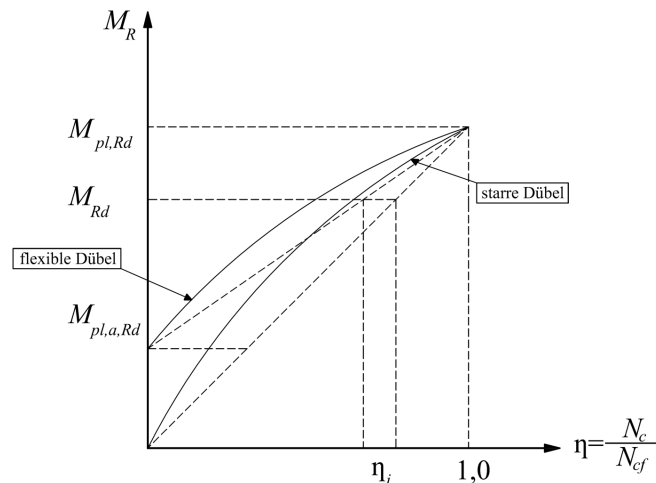


Abbildung 2.35: Teilverbunddiagramm für duktile und starre Verbundmittel (nach [Bod93])

Damit die in Abbildung 2.34 vorgestellte Teilverbundtheorie angewendet werden darf, sind nach Eurocode 4 [DIN10c] bestimmte Anforderungen zu erfüllen. Es wird gefordert, dass die vollplastische Momententragfähigkeit des Baustahlquerschnitts den 0,4-fachen Wert der vollplastischen Momententragfähigkeit des Verbundquerschnitts nicht unterschreitet, weil es ansonsten zu einer nicht ausreichenden Momentendeckung kommen kann [HSB10]. Weiterhin darf die Querschnittstragfähigkeit nur in positiven Momentenbereichen und für Querschnitte der Klasse 1 oder 2 nach der Teilverbundtheorie ermittelt werden. Da die Teilverbundtheorie auch vorsieht, dass eine gleichmäßige Verteilung der Verbundmittel über die Trägerlänge bzw. zwischen zwei kritischen Schnitten vorgenommen wird, muss eine ausreichende Duktilität und Anzahl der Verbundmittel sichergestellt sein. Kritische Schnitte sind hierbei so definiert, dass es zwischen diesen zu einer sprunghaften Veränderung des Querschnitts oder der zu übertragenden Längsschubkraft kommt. Dies sind demnach nicht nur Auflagerpunkte, Kragarmenden und Stellen extremer Biegemomente, sondern auch Angriffspunkte von Einzellasten, Einleitungsstellen von Längskräften und Stellen, an denen der Querschnitt sich sprunghaft ändert.

Rechnerisch stellt sich nach der Elastizitätstheorie vor Erreichen des vollplastischen Momentes ein Versagen der Verbundmittel in der Verbundfuge ein. Nur durch die Nachgiebigkeit der duktilen Verbundmittel kommt es zwischen den kritischen Schnitten zu einer Umverteilung der Schubkräfte, bevor das Versagen eines einzelnen Verbundmittels auftritt. Der Schlupf, der für eine solche Umverteilung erforderlich ist, erhöht sich je geringer der Verdübelungsgrad und umso größer die Länge zwischen den kritischen Schnitten ist. Ein Verbundmittel, das für kurze Spannweiten als ausreichend duktil eingestuft wurde, kann daher für größere Spannweiten als nicht-duktil gelten. Weiterhin ist die erforderliche Duktilität vom Stahlträger und von der Stahlgüte abhängig. Wenn kein direkter Nachweis des Schlupfes erfolgt, müssen Verbundmittel den in Gleichung (2.16) und Gleichung (2.17) angegebenen Mindestverdübelungsgrad einhalten [DIN10c]. Wird dieser unterschritten, ist die benötigte Duktilität des Trägers größer als die Duktilität des verwendeten Verbundmittels.

Der Mindestverdübelungsgrad wurde aus der Bedingung ermittelt, dass bei Trägern mit Gleichstreckenbelastung der maximale Schlupf im Grenzzustand der Tragfähigkeit bei voller Querschnittsausnutzung am Trägerende kleiner als $\delta_{uk} = 6\text{ mm}$ ist [HSB10]. Die charakteristische Duktilität von 6 mm ergab sich, da dieser Wert von

allen in Eurocode 4 zugelassenen Kopfbolzendübeln in den Push-Out Versuchen erfüllt werden konnte. In [JM91] wurde festgestellt, dass das Verformungsvermögen von Kopfbolzendübeln mit größer werdendem Durchmesser zunimmt. Für die kleinsten zugelassenen Kopfbolzendübel mit 19 mm Durchmesser ergibt sich daher bei den Push-Out Versuchen nach Eurocode 4 [DIN10c] ein charakteristisches Verformungsvermögen von 6 mm.

Für Verbundträger mit doppelsymmetrischen Baustahlquerschnitten, bei denen die Länge des positiven Momentenbereichs, also der Abstand der Momentennullpunkte, $L_e \leq 25$ m beträgt, ergibt sich der Mindestverdübelungsgrad zu:

$$\eta \geq 1 - \left(\frac{355}{f_y}\right) \cdot (0,75 - 0,03L_e) \quad \text{und} \quad \eta \geq 0,4 \quad (2.16)$$

Für Verbundträger mit einfachsymmetrischen Baustahlquerschnitten, bei denen die Querschnittsfläche des Untergurts den dreifachen Wert der Fläche des Obergurts nicht überschreitet und $L_e \leq 20$ m gilt:

$$\eta \geq 1 - \left(\frac{355}{f_y}\right) \cdot (0,30 - 0,015L_e) \quad \text{und} \quad \eta \geq 0,4 \quad (2.17)$$

Verteilung der Verbundmittel in der Verbundfuge

Die Verbundmittel sind nach Eurocode 4 [DIN10c] zwischen kritischen Schnitten entsprechend des Schubkraftverlaufs zu verteilen. Bei der Ermittlung der Längsschubkraft sind dabei im Allgemeinen jedoch die Einflüsse aus dem Plastifizieren des Stahlträgers, der Nachgiebigkeit der Verbundmittel, des Verdübelungsgrades sowie der Rissbildung im Beton zu berücksichtigen. Da der Verlauf der Längsschubkraft bei einer genauen Berechnung aus der Normalkraftänderung im Stahl- bzw. Betonquerschnitt ermittelt wird, kann er unter Berücksichtigung der genannten Einflussparameter deutlich vom theoretischen Verlauf bei Zugrundelegung der Elastizitätstheorie und der Bernoulli-Hypothese abweichen. Dieser Zusammenhang kann Abbildung 2.36 entnommen werden.

Bei starrer Verdübelung liegt nur ein verhältnismäßig kleiner Schlupf vor, so dass ein Ebenbleiben des Gesamtquerschnitts angenommen werden darf und der Längsschubkraftverlauf affin zum Querkraftverlauf ist (A). Wird die Belastung weiter gesteigert, so führen Plastifizierungen im Stahlquerschnitt, die bei Trägern der Querschnittsklassen 1 und 2 zugelassen sind, zu einem überproportionalen Anwachsen der Normalkraft $N_c(x)$, die sich aus dem Integral über den Schubkraftverlauf ergibt, und einer Reduzierung des Momentenanteils im Stahlquerschnitt. Hierdurch stellt sich die in Abbildung 2.36 erkennbare Schubkrafterhöhung in der Trägermitte ein (B und C). Bei nachgiebigem Verbund mit duktilen Verbundmitteln darf eine äquidistante Verteilung unter Ausnutzung der plastischen Umlagerung in der Verbundfuge erfolgen, sofern die Mindestverdübelungsgrade eingehalten sind. Hierbei ergibt sich im Querschnitt eine Dehnungsverteilung mit zwei Nulllinien und es kommt zu einer Umlagerung der Teilschnittgrößen auf den Stahlquerschnitt, wodurch die Längsschubkräfte reduziert werden.

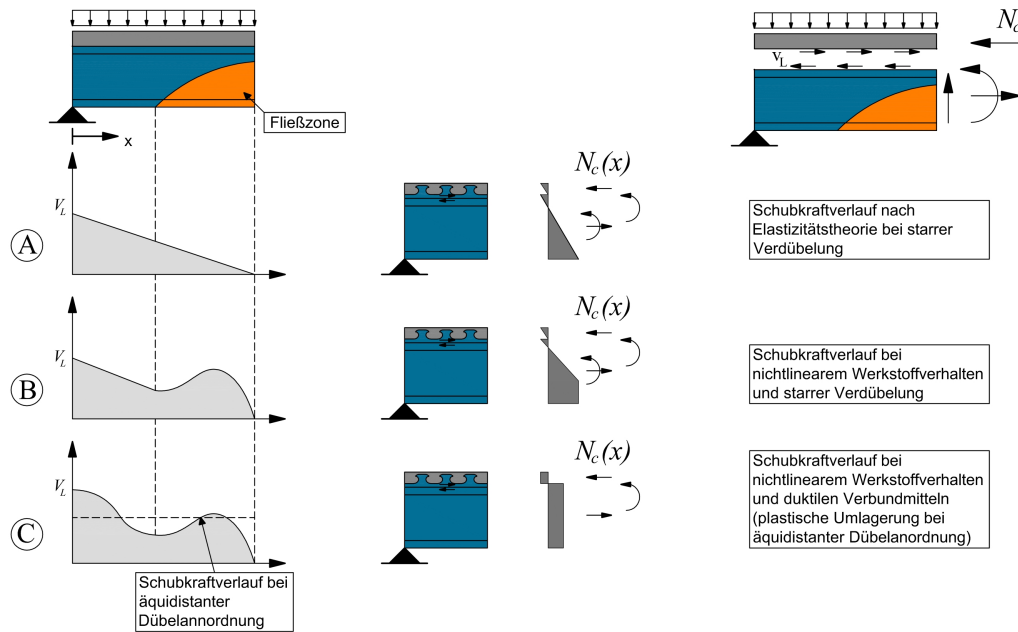


Abbildung 2.36: Längsschubkraftverlauf in der Verbundfuge (nach [HSB10])

2.5.3 Verbundträger mit externer Bewehrung

Historische Entwicklung

Ein früher Einsatz von externer Bewehrung bei einer Plattenbrücke ist in [Ren64] dokumentiert. Bei der Verbreiterung einer Unterführung in Bremen wurden halbierte Peiner IP 1000 mit einem Abstand von 60cm verwendet. Das Bestandsbauwerk war mit Walzträgern im Beton ausgeführt worden. Durch die neuartige Bauweise mit externer Bewehrung besaßen die Stahlträger alleine zwar eine geringere Tragfähigkeit als diejenigen der Bestandsbrücke, durch den größeren inneren Hebelarm war die Gesamttragfähigkeit jedoch wieder identisch. Zusätzlich ergab sich der Vorteil einer Gewichtsersparnis im Vergleich zur üblichen Bauweise. Die Verbundsicherung erfolgte dabei über angeschweißte Rohre und Flachstähle.

Die Umsetzung des Prinzips der externen Bewehrung mit Verbunddübelleisten erfolgte, wie in Abschnitt 2.5.1 beschrieben, zunächst beim Bau einer Verbundbrücke in der Nähe von Vigaun (Österreich) [SB09]. Hierbei kamen Verbundfertigteile zum Einsatz, wodurch auf eine bauseitige Unterstützung der externen Bewehrung verzichtet werden konnte. Die in Abbildung 2.37 vorgestellte Bauweise mit Verbundfertigteilen und halbierten Walzträgern wird auch als VFT-WIB[®] Bauweise bezeichnet.

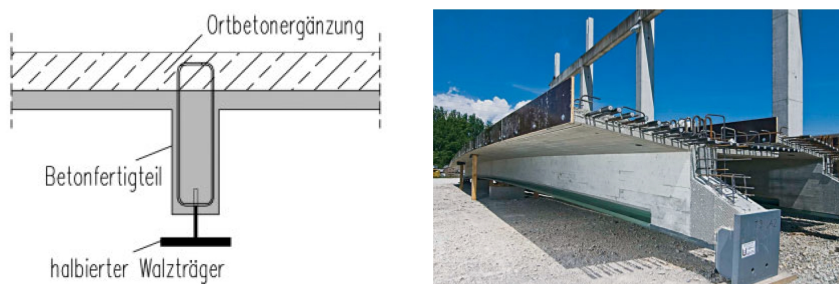


Abbildung 2.37: Skizze und Foto eines Verbundfertigteilträgers mit externer Bewehrung [SB09]

Der Flansch des T-förmigen Stahlträgers dient zur Abtragung der Zugkräfte. Dieser ist über die Verbunddübelleiste, die in den Steg des Stahlprofils geschnitten wurde, schubfest mit dem Betonsteg des Fertigteils verbunden. Der Steg des T-förmigen Stahlträgers bzw. die Verbunddübelleiste binden also nur so weit in den Beton ein, wie es für die sichere Übertragung der horizontal wirkenden Schubkräfte erforderlich ist.

In jüngerer Zeit wurden Untersuchungen durchgeführt, um die WIB-Bauweise für den Geschossdeckenbau zu optimieren [BHO14, Bra+14]. Dabei sind experimentelle Untersuchungen in Form von Push-Out Körpern und Verbundträgern an Walzträgern mit kreisrunden Öffnungen im Steg durchgeführt worden, die schließlich zur Erteilung einer bauaufsichtlichen Zulassung führten [DIB14]. Durch diese Betondübel wurde Zusatzbewehrung geführt, so dass ein System vorlag, das der Perfobondleiste ähnelt. Die Bemessungsansätze basieren konsequenterweise auch auf einer Weiterentwicklung der in [Leo+87] vorgestellten Tragmechanismen von Betondübeln.

Wissenschaftliche Untersuchungen

Bisher wurden nur sehr wenige Untersuchungen an Verbundträgern mit externer Bewehrung durchgeführt. An der Universität in Breslau [Koz12] wurden Träger mit externer Bewehrung in zyklischen Versuchen geprüft (vgl. Abbildung 2.38). Dort hatte der Betonsteg jedoch nur eine geringe Höhe und die Verbunddübelleiste reichte weit in den Beton hinein, sodass der Querkraftabtrag nicht eindeutig dem Beton oder dem Stahl zugeordnet werden kann. Dabei zeichnen sich Verbundträger mit externer Bewehrung, wie in Abbildung 2.37 zu erkennen, eigentlich dadurch aus, dass bei diesen im Gegensatz zu normalen Verbundträgern der Querkraftabtrag nur über den Betonsteg erfolgt. Im unteren Stegbereich überlagern sich dann die lokalen Zugspannungen, die aus der Schubbeanspruchung der Verbunddübelleiste resultieren, mit den globalen Zugspannungen infolge globaler Biegebeanspruchung des Verbundträgers.

Die Anwendungsmöglichkeit des Teilverbunddiagramms sowie die damit verbundene Möglichkeit zur äquidistanten Verteilung von Verbundmitteln wurden für Verbundträger mit externer Bewehrung bisher noch nicht untersucht. Die theoretischen Grundlagen entsprechend jedoch denen von Stahl- oder Fachwerkträgern ohne Oberhaut, deren Verhalten unter anderem in [Bod87] und [HSB10] beschrieben wird.

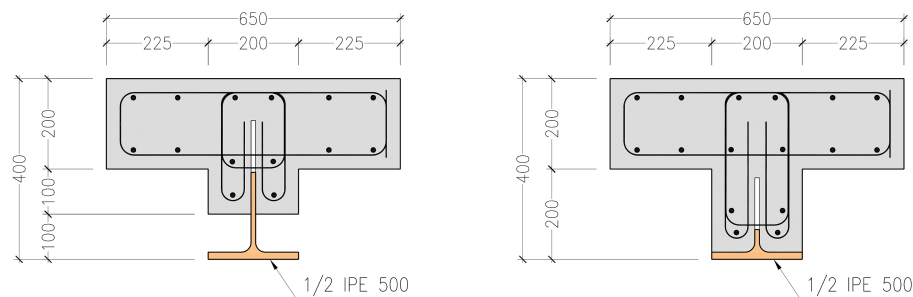


Abbildung 2.38: Verbundträger mit externer Bewehrung [Koz12]

Ähnlich wie Verbundträger mit externer Bewehrung besitzen obergurtlose Stahlträger eine reduzierte plastische Momententragfähigkeit des Stahls $M_{pl,a,Rd}$. Hierdurch kann der von Eurocode 4 [DIN10c] geforderte Wert von mindestens 40% der vollplastischen Momententragfähigkeit des Gesamtquerschnitts $M_{pl,Rd}$ nicht mehr eingehalten

werden, was zur Folge haben kann, dass die Momentendeckung nicht über die gesamte Trägerlänge gewährleistet ist. Dieser Zusammenhang ist in Abbildung 2.39 dargestellt. Ein üblicher Verbundträger unter Gleichstreckenlast q besitzt das einwirkende Moment M_{Ed} , das einen quadratischen Verlauf aufweist. Die Verdübelung ist äquidistant verteilt und so gewählt, dass in Trägermitte gerade der Verdübelungsgrad 1,0 vorliegt. Für einen Verbundträger mit einem Verhältnis von $M_{pl,a,Rd} / M_{pl,Rd} = 0,4$ liegt die Tragfähigkeit über die gesamte Trägerlänge oberhalb von M_{Ed} (Kurve 1). Da sich jedoch die Momententragfähigkeit $M_{pl,Rd}$ ausgehend von der Stahltragfähigkeit $M_{pl,a,Rd}$ am Auflager im Vergleich zum einwirkenden Moment nur unterproportional aufbaut, kann es bei Verbundträgern mit geringeren Stahltragfähigkeiten im Trägerverlauf zu einer Überschreitung der plastischen Tragfähigkeit des Verbundquerschnitts kommen (Kurve 2 mit $M_{pl,a,Rd} / M_{pl,Rd} = 0,25$). Dies entspricht z.B. einem Stahlträger ohne Obergurt. Für Fachwerkträger ohne Obergurt, bei denen $M_{pl,a,Rd} \approx 0$ ist, zeigt Kurve 3 den Verlauf der Momententragfähigkeit. Die Momentendeckung wird in diesem Fall ausschließlich in der Feldmitte gewährleistet.

Daher wird für Querschnitte, bei denen die plastische Momententragfähigkeit des Baustahlquerschnitts kleiner als das 0,4-fache der plastischen Tragfähigkeit des Verbundquerschnitts ist, ein expliziter Nachweis der Momentendeckung erforderlich. Der Nachweis kann in diesen Fällen beispielsweise durch die Erhöhung des Verdübelungsgrades in Feldmitte oder durch nicht mehr äquidistant verteilte Verbundmittel erfüllt werden.

Zapfe [Zap01] untersuchte die Tragfähigkeit von obergurtlosen Verbundträgern und Verbunddübeln mit Hinblick auf den Verdübelungsgrad und die Momentendeckung. Die Verbunddübel waren äquidistant verteilt und besaßen einen Abstand von bis zu 700 mm. Es wurden Untersuchungen an Trägern durchgeführt, die teilweise verdübelt waren ($\eta = 0,7$) und die ein Verhältnis von $M_{pl,a,Rd} / M_{pl,Rd} = 0,11$ aufwiesen. Die Momentendeckung konnte hierbei über die gesamte Trägerlänge nachgewiesen werden und die erwartete plastische Momententragfähigkeit wurde erreicht. Zusätzlich konnte anhand von numerischen Untersuchungen gezeigt werden, dass es bei einem weiteren Absenken des Verdübelungsgrades zu einem Versagen in einem Schnitt außerhalb der maximalen Momentenbeanspruchung kommt, die Momentendeckung also nicht mehr gewährleistet wäre.

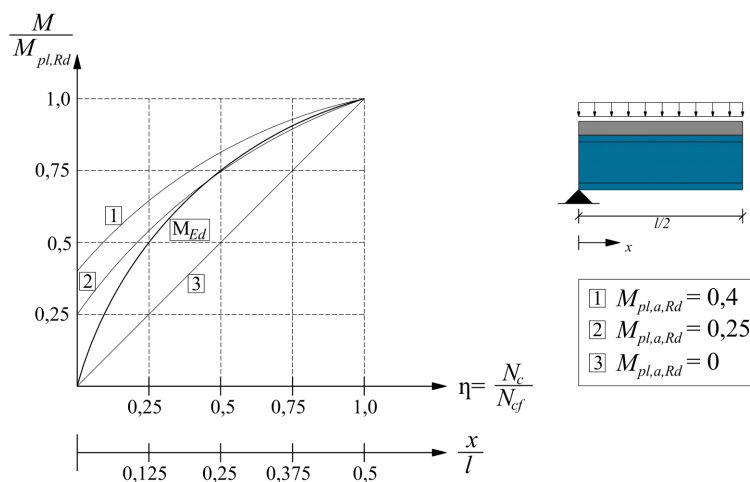


Abbildung 2.39: Einfluss des Baustahlquerschnitts und Momentendeckung bei äquidistanter Verdübelung (nach [Bod87])

Die Erkenntnisse der Untersuchungen von [Zap01] sind in die Regelungen der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung für die Kombidübelleiste [DIB00a] eingeflossen. Dort wird gefordert, dass bei Verwendung von obergurtlosen Stahlträgern das Verhältnis $M_{pl,a,Rd} / M_{pl,Rd} \geq 0,1$ ist, der Mindestverdübelungsgrad $\eta = 0,5$ nicht unterschritten wird und die maximale Trägerlänge bei 18 m liegt. Zusätzlich sind 75 % der Ausnehmungen auf die äußeren Viertel der Trägerlänge zu verteilen. Durch die konzentrierte Anordnung der Verbunddübel in den äußeren Bereichen des Trägers wird in dieser Zulassung der Momentendeckung besonders Rechnung getragen.

Für die Zulassung der Verbunddübelleisten [DIB13] wurden keine gesonderten Untersuchungen zum Mindestverdübelungsgrad und dem erforderlichen Verhältnis von $M_{pl,a,Rd} / M_{pl,Rd}$ durchgeführt. Stattdessen wurden die Regelungen aus [DIB00a] übernommen. Auf die Forderung nach einer konzentrierten Verdübelung in den äußeren Vierteln eines Trägers wurde jedoch verzichtet. Unter Beachtung dieser Randbedingungen kann eine äquidistante Verteilung der Verbunddübel erfolgen, bei der die Dübelkraftdeckungslinie jedoch um nicht mehr als 25 % eingeschnitten werden darf.

Wie *Cläßen* [Cla16] mit Hilfe einer numerischen Parameterstudie zeigen konnte, können die Vorgaben zum Mindestverdübelungsgrad für Verhältniswerte von $M_{pl,a,Rd} / M_{pl,Rd} < 0,15$ zunächst einmal auf der unsicheren Seite liegen. Da die Begrenzung des Einschneidens der Dübelkraftdeckungslinie bei solchen Querschnitten allerdings nicht erfüllt werden kann, wird dieses Sicherheitsdefizit über eine andere Regelung wieder behoben. Nach [Cla16] sollte die plastische Biegetragfähigkeit des Stahlprofils immer mindestens 15 % der plastischen Biegetragfähigkeit des Verbundquerschnitts betragen, um die Momentendeckung zu gewährleisten. Für diesen Verhältniswert wurden auf Basis der numerischen Untersuchungen daher auch aktualisierte Gleichungen zur Ermittlung des erforderlichen Mindestverdübelungsgrades bei Duktilitäten δ_{uk} zwischen 3,5 mm und 10,0 mm angegeben.

2.5.4 Verbundträger aus UHPC

RWTH Aachen

Die ersten Versuche mit Verbundträgern aus ultrahochfestem Beton wurden an der RWTH Aachen durch *Heinemeyer* [Hei11] durchgeführt. In [Hei11] sind einige Verbundträgerversuche anderer Forscher mit kontinuierlichen Verbundmitteln in Normalbeton beschrieben, auf die im Folgenden jedoch nicht näher eingegangen wird. An der RWTH Aachen wurden fünf Verbundträger mit PZ-Verbunddübelleisten und hochfestem Baustahl S460 experimentell untersucht. Drei Träger wurden als „filigrane Verbundträger“ ohne Obergurt ausgeführt (Bezeichnung FU). Die Puzzlegeometrie wurde bei diesen direkt in den Steg geschnitten. Für die beiden Träger mit Obergurt (Bezeichnungen KH und KU) wurde ein HEA 300 Profil verwendet. Bei einem Versuch (Träger KH) kam ein hochfester Beton mit einer Plattendicke von 180 mm zum Einsatz. Die übrigen Träger wiesen eine 100 mm dicke UHPC-Platte auf. Die Versuche wurden unter einer Vierpunktbiegebelastung durchgeführt. Der Längsschnitt durch die Verbundträger und die Anordnung der Verbunddübelleiste können Abbildung 2.40 entnommen werden. In Abbildung 2.41 sind die zugehörigen Querschnitte dargestellt. Zur Verdübelung der Verbundfuge wurden die Puzzleleisten gewählt, die bei den in Abschnitt 2.4.5 beschriebenen Push-Out Untersuchungen zu einem Stahlversagen mit einem großen Verformungsvermögen führten.

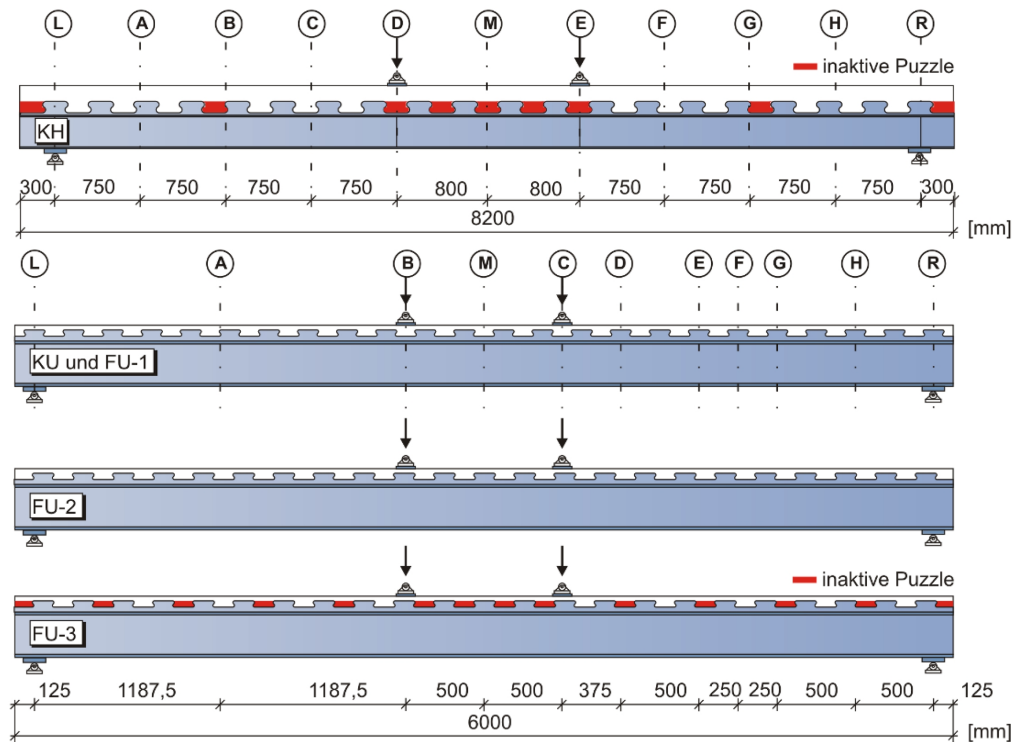


Abbildung 2.40: Längsschnitt der geprüften Verbundträger [Hei11]

Die Momententragfähigkeit aller Verbundträger wurde durch die Rotationskapazität des Querschnitts begrenzt. Hierbei versagte der Betongurt unter Druckbeanspruchung bei gleichzeitigem Fließen des unteren Stahlflansches. Nach der Auswertung der vollverdübelten Träger KU und FU-1 zeigte sich, dass bei diesen beiden Trägern ein maximaler Schlupf von 0,63 mm bzw. 1,63 mm vorlag. Nach dem Aufschneiden des Betongurts konnten im Bereich der Verbunddübelleiste weder im Beton noch im Stahl Risse detektiert werden. Beim klassischen Verbundträger konnte die vollplastische Momententragfähigkeit nicht erreicht werden, da der Obergurt des Trägers unterhalb der Fließgrenze blieb und der Ansatz von rechteckigen Spannungsblöcken bei der Vorberechnung daher nicht zutreffend war. Zwar wurde beim filigranen Verbundträger auch nicht überall die Fließgrenze erreicht, aber durch den fehlenden Obergurt war der Fehler in der Berechnung kleiner und konnte durch die Verfestigung des Stahls ausgeglichen werden [HGH12].

Die teilverdübelten Versuchsträger KH ($\eta = 0,65$), FU-2 ($\eta = 0,71$) und FU-3 ($\eta = 0,39$) erreichten alle das berechnete plastische Moment unter Berücksichtigung der Teilverbundtheorie. Es wurden dabei Schlupfwerte von maximal 10,7 mm (KH), 4,36 mm (FU-2) und 6,03 mm (FU-3) erreicht. Durch das Aufschneiden des Betons konnte beim Träger KH ein komprimierter Betonbereich und bei FU-2 Risse in der Betonüberdeckung der Puzzleleiste beobachtet werden.

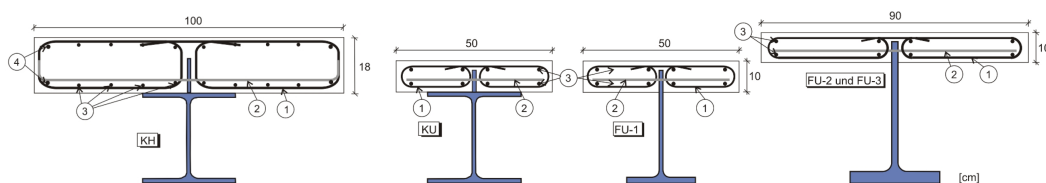


Abbildung 2.41: Querschnitte der geprüften Verbundträger [Hei11]

Trotz des teilweise sehr geringen Verdübelungsgrades war es möglich, die Tragfähigkeit der Verbundträger mit Hilfe der Teilverbundtheorie vorherzusagen, ohne dass es zu einem Versagen der Verbundfuge kam. Die Momentendeckung entlang des Verbundträgers war bei diesen Versuchen gewährleistet, da das einwirkende Moment unter der Vier-Punkt Biegebelastung, genau wie der Verdübelungsgrad, nur linear anwuchs.

2.6 Ergebnisse und Schlussfolgerungen aus der Literaturrecherche

2.6.1 Erkenntnisse der Literaturrecherche

UHPC

Ultrahochfester Beton besitzt eine besonders dichte, hydraulisch gebundene Matrix, wodurch er üblicherweise nicht nur eine Druckfestigkeit von mehr als 150N/mm^2 aufweist, sondern auch eine sehr hohe Widerstandsfähigkeit gegen mechanische und chemische Angriffe besitzt. Damit trotz des extrem dichten Gefüges ein duktileres Verhalten gewährleistet ist, werden in der Regel 0,5 – 2,5 Vol.-% Stahlfasern zugegeben [Feh+13]. Da die Faseranzahl und -orientierung einen großen Einfluss auf die Zug- und Biegezugfestigkeit des UHPC besitzen, sollte gerade bei Versuchskörpern ohne konventionelle Stabstahlbewehrung der Einfluss der Stahlfasern auf die Tragfähigkeit untersucht werden.

Im Verbundbau wird der Haftverbund zwischen Stahl und Beton nicht zur planmäßigen Lastübertragung herangezogen, da sich dieser nur schwer quantifizieren lässt und von vielen unterschiedlichen Faktoren abhängt. Bei Verwendung von UHPC ist sowohl die Adhäsion [Juh11] als auch die Gleitreibung [Wie13] zum Stahl größer als bei Normalbeton, wodurch das Tragverhalten der Verbunddübeln sowohl im Anfangsbereich durch den Haftverbund als auch im weiteren Versuchsverlauf durch die Gleitreibung beeinflusst werden könnte.

Verbundmittel

Die vorherigen Abschnitte in diesem Kapitel geben Hinweise auf das zu erwartende Tragverhalten und die möglichen Versagensarten von Verbundmittel in dünnem UHPC. Diese können wie folgt zusammengefasst werden:

- Bei der „liegenden“ Anwendung von Kopfbolzendübeln in dünnen Scheiben aus Normalbeton trat als maßgebender Versagensfall das Spalten auf, weshalb entsprechende Spaltzugbewehrung angeordnet werden muss [Bre00, Kür03].
- „Liegende“ Verbunddübeln in 10cm dickem Normalbeton bestätigten die Ergebnisse der Kopfbolzendübel hinsichtlich des Spaltversagens [GK13].
- Die maßgebenden Einflusskriterien auf das Tragverhalten bei früheren Untersuchungen waren die Blechdicke, der Bewehrungsgrad in den Ausnehmungen, die Betondeckung sowie die Betonfestigkeit [Hei11, Pet08, Wur98, Zap01].
- Es gibt im Wesentlichen fünf bekannte Versagensarten bei Verbunddübeln: zweiseitiges Abscheren des Betondübels, Ausstanzen nach oben oder unten, vertikales oder horizontales Spalten, Überschreitung der Teilflächenpressung und Stahlversagen [Fel+12].

- Das zweiseitige Abscheren des Betondübels trat nur bei Normalbeton mit kleinen Öffnungen und breiten Verbunddübelleisten auf [Hei11, Zap01]. Aufgrund der offenen Verbundmittelgeometrie ist dieses Versagen bei Verbunddübelleisten nach der aktuellen Zulassung [DIB13] nicht zu erwarten.
- Ein Ausstanzen des Betons ist wegen der geometrischen Verhältnisse bei den eigenen Push-Out Versuchen mit dünnem UHPC nicht zu erwarten.
- Bei Verwendung von UHPC wurde kein Versagen infolge Teilflächenpressung beobachtet. Es handelt sich um einen sekundären Versagensmechanismus, der aufgrund der hohen Druckfestigkeit des UHPC erst auftritt, nachdem der dreiaxiale Spannungszustand z.B. infolge Spaltrissbildung aufgehoben wurde [Hei11].
- In unbewehrtem UHPC kann es zum Spaltversagen kommen [Hei11].
- Kleinere Verbundmittel weisen geringere Verformungskapazitäten als größere auf. Dies gilt sowohl für Kopfbolzendübel [Joh12] als auch für Verbunddübelleisten [Wur98, Zap01].

Die Ergebnisse der Literaturrecherche zeigen, dass es bei den eigenen Versuchen mit Verbunddübelleisten in dünnem UHPC und geringer seitlicher Betondeckung zum Spalten des Betons oder zum Stahlversagen der Verbunddübelleiste kommen kann.

Verbundträger

Hinsichtlich des zu erwartenden Tragverhaltens gibt es folgende Erkenntnisse:

- Der Verdübelungsgrad beeinflusst das Trag- und Verformungsverhalten eines Verbundträgers deutlich. Damit eine teilweise Verdübelung zulässig ist, müssen die Verbundmittel für den jeweiligen Anwendungsfall eine ausreichende Duktilität aufweisen [HSB10].
- Bei nicht-duktilen Verbundmitteln darf im Teilverbunddiagramm nur der Verbundträgertraganteil berücksichtigt werden. Zusätzlich ist eine Umlagerung der Schubkräfte in der Verbundfuge nicht möglich [Bod93].
- Verbundträger mit externer Bewehrung besitzen nur eine minimale plastische Momententragfähigkeit des Stahls. Dies führt wie bei nicht-duktilen Verbundmitteln zu einer Modifikation des Teilverbunddiagramms. Es wird daher ein expliziter Nachweis der Momentendeckung erforderlich [Bod87, Cla16].
- Die Untersuchungen an obergurtlosen Verbundträgern aus UHPC mit Verbunddübelleisten zeigen, dass die Tragfähigkeit auch bei sehr geringen Verdübelungsgraden noch gewährleistet war. Bei allen Versuchskörpern versagte die Druckzone der Betonplatte nach dem Fließen des Stahls infolge der großen Rotation [Hei11].
- Es liegen bislang keine Untersuchungen an schlanken Verbundträgern aus UHPC mit externer Bewehrung vor.

2.6.2 Schlussfolgerungen für die Versuchsplanung

Aus der Literaturrecherche ergeben sich somit die folgenden Fragestellungen, die im Rahmen der Versuchsplanung der Push-Out Versuche berücksichtigt werden:

- Treten nur die aus der Literaturrecherche erwarteten Versagenskriterien (Spalten und Stahlversagen) auf?
- Wie sieht das Trag- und Verformungsverhalten der Verbunddübelleisten in dünnem UHPC für die unterschiedlichen Versagensarten aus?
- Welche Steifigkeiten und Duktilitäten werden erreicht? Und welches sind die maßgebenden Einflussfaktoren auf die Dübelkennlinien?
- Wie groß ist der Einfluss des UHPC auf die Haft- und Gleitreibung? Welchen Einfluss haben der Stahlfasergehalt und die erhöhte Reibung auf das Tragverhalten der Versuchskörper?
- Mit welchen Ingenieurmodellen lassen sich die beobachteten Versagensmechanismen beschreiben und welche Modellvorstellungen können zur Bestimmung der zugehörigen Steifigkeit und Duktilität verwendet werden?

Die Versuche mit schlanken Verbundträgern aus UHPC und externer Bewehrung, die im Kapitel 6 beschrieben werden, sollen Aufschluss über folgende Punkte geben:

- Wie verhalten sich die Verbundträger bei Biege-, Querkraft- oder Verbundfugenversagen? Unter welchen Voraussetzungen treten diese Versagensarten auf und mit welchen Ingenieurmodellen können diese beschrieben werden?
- Welches sind die maßgebenden Einflussparameter auf das Trag- und Verformungsverhalten?
- Ist die in den Push-Out Versuchen ermittelte Tragfähigkeit und Duktilität der Verbunddübelleisten trotz der Biegebelastung und Rissbildung im UHPC-Steg auf die Verbundträger übertragbar oder findet eine Interaktion zwischen den lokalen und den globalen Beanspruchungen statt?
- Unter welchen Voraussetzungen ist eine teilweise Verdübelung zulässig und welcher Mindestverdübelungsgrad muss dann vorliegen? Welche Duktilität ist für eine sichere Bemessung der Verbundträger mit externer Bewehrung erforderlich und wie kann die Momentendeckung bei diesen Querschnitten gewährleistet werden?

Push-Out Versuche

3.1 Allgemeines

Die Push-Out Versuche dienen zur experimentellen Untersuchung des Trag- und Verformungsverhalten von Verbunddübeln in dünnem ultrahochfesten Beton mit einer geringen seitlichen Betondeckung, wie diese beispielsweise bei schlanken Verbundträgern mit externer Bewehrung vorliegt.

Im vorliegenden Kapitel werden zunächst die Herstellung der Versuchskörper, der Versuchsaufbau und die Versuchsdurchführung beschrieben, bevor auf die verwendete Messtechnik und das Versuchsprogramm eingegangen wird. Hierbei werden die Unterschiede der Push-Out Versuchskörper und der verwendeten Materialien detailliert erläutert. Anschließend wird das Vorgehen bei der Versuchsauswertung beschrieben und die wichtigsten Ergebnisse tabellarisch zusammengestellt. Anhand zweier Versuchskörper mit unterschiedlichem Versagensverhalten werden dann die prinzipiellen Ergebnisse und Auswertemöglichkeiten der optischen Messtechnik erläutert. Im Anschluss daran wird beschrieben, welchen Einfluss die unterschiedlichen Parameter auf das Trag- und Verformungsverhalten der Verbunddübeln in dünnem UHPC besitzen. Die Auswertung der Dehnungsmessungen erfolgt abschließend in einem eigenen Abschnitt. Durch die Variation einer Vielzahl von Parametern und die umfangreiche messtechnische Überwachung der Push-Out Versuche können sowohl die wichtigsten Einflussfaktoren auf das Tragverhalten als auch der genaue Schädigungsverlauf ermittelt werden.

Auf Basis dieser experimentellen Versuchsergebnisse erfolgt in Kapitel 4 eine Validierung der Finiten Elemente Simulation der Push-Out Versuche sowie eine anschließende Parameterstudie zur Erweiterung der experimentellen Datenbasis. Im folgenden Kapitel 5 werden die experimentellen und numerischen Ergebnisse dann verwendet, um eine umfassende Analyse der Tragfähigkeit, der Duktilität und des Schädigungsmechanismus von Verbunddübeln in dünnem UHPC durchzuführen. Hierauf aufbauend werden schließlich geeignete Ingenieurmodelle zur wirklichkeitsnahen Beschreibung des Tragverhaltens von Verbunddübeln in schlanken UHPC-Bauteilen entwickelt.

3.2 Experimentelle Untersuchungen

3.2.1 Grundlagen und Herstellung der Versuchskörper

Um das Trag- und Verformungsverhalten der Verbunddübelleisten in ultrahochfestem Beton zu untersuchen, wurden in Anlehnung an die Vorgaben des Eurocode 4 Anhang B [DIN10c] Push-Out Versuche durchgeführt. Für die geplante Anwendung der Verbunddübelleisten als externe Bewehrung in schlanken Verbundträgern aus UHPC wurden die äußeren Abmessungen der Versuchskörper jedoch angepasst. Die getesteten Versuchskörper bestanden, wie aus der räumlichen Darstellung in Abbildung 3.1 zu erkennen, üblicherweise aus einem vorgefertigten Stahlelement und den beiden seitlich angeordneten Scheiben aus UHPC. Die rechte UHPC-Scheibe ist in dieser Abbildung in der Scheibenmitte geschnitten, so dass die Verbunddübelleiste und die Abschirmung des letzten Stahldübels zu erkennen sind. Wenn in der vorliegenden Arbeit von UHPC-Scheiben gesprochen wird, so sind mit dieser Bezeichnung immer dünne UHPC-Elemente gemeint, die entsprechend Abbildung 3.1 nur eine geringe seitliche Betondeckung der Verbunddübelleisten erlauben. Falls die Betonausrichtung um 90° gedreht ist, so wie es bei den Push-Out Versuchen nach Eurocode 4 vorgesehen ist und nur eine geringe Betondeckung oberhalb der Verbundmittel vorliegt, werden die Betonelemente als Platten bezeichnet.

Als Verbundmittel wurden die in der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung für Verbunddübelleisten [DIB13] enthaltene Klothoiden- und Puzzleform verwendet (vgl. Abbildung 2.26 und Abbildung 2.27). Sowohl die CL- als auch die PZ-Verbunddübelleiste wurden mit einem Abstand $e_x = 100$ mm zwischen den Stahldübeln hergestellt. Für die Klothoidenleiste bedeutet dies eine Höhe von 40 mm, während sich für die Puzzleleiste eine Höhe von 26,7 mm ergibt. Die genauen Abmessungen der beiden Verbunddübelformen können Anhang A.2 entnommen werden.

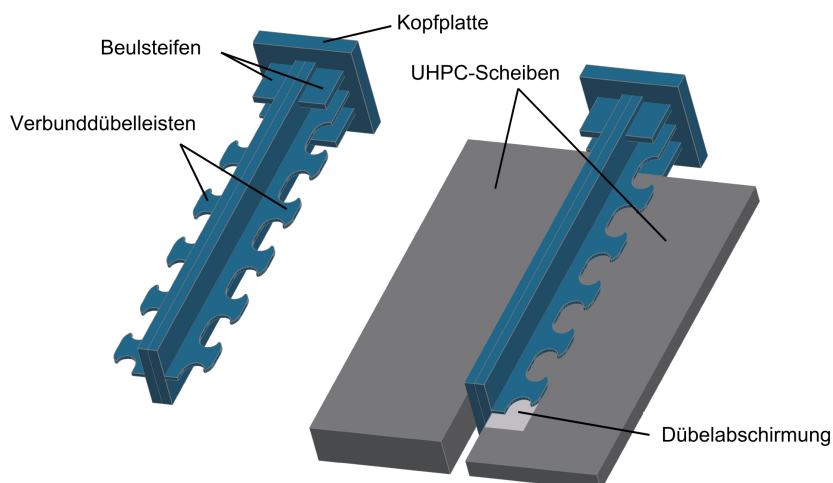


Abbildung 3.1: Vorgefertigtes Stahlelement mit Verbunddübelleisten und halbseitig geschnittener Push-Out Körper

Die CL- und PZ-Verbunddübelleiste wurden vor der Betonage der Versuchskörper auf identische, vorgefertigte Stahlelemente (vgl. Abbildung 3.1) geschweißt, wodurch die Versuchsergebnisse nur durch die beliebig wählbare Stahldicke und -güte der Verbunddübelleiste beeinflusst wurden. Bei etwa der Hälfte der Versuchskörper wur-

den die Kehlnähte zwischen den Verbunddübelleisten und dem vorgefertigten Stahlelement vor Versuchsbeginn mit einem Klebebandstreifen abgedeckt und zusätzlich das gesamte Stahlelement inklusive der Verbunddübelleiste eingefettet, um die Adhäsion weitestgehend zu reduzieren. Die Betonage erfolgte für beide Seiten des Versuchskörpers gleichzeitig. Die Push-Out Körper wurden in der Regel stehend betoniert. Alternativ dazu kam eine liegende Betonage in Betracht. Die stehende Betonage war, wie aus Abbildung 3.2 (links) zu erkennen, über eine Öffnung der Schalung an der Versuchskörperoberseite im Bereich der Kopfplatte möglich. Bei der liegenden Betonage wurde der Beton senkrecht zur Ebene der Verbunddübelleisten eingefüllt, so dass sich eine verhältnismäßig große nachzubehandelnde Oberfläche ergab (vgl. Abbildung 3.2, rechts). Die Verdichtung der Versuchskörper erfolgte beim stehenden Versuchskörper durch schrittweises Einfüllen des Betons mit regelmäßigem Stochern und zusätzlichem Klopfen von außen. Der liegende Versuchskörper wurde durch ein leichtes Stochern des UHPC verdichtet. Die Herstellung und Prüfung der Versuchskörper erfolgte in den experimentellen Forschungseinrichtungen des Laboratoriums für den Konstruktiven Ingenieurbau (LKI), das dem Lehrstuhl für Massivbau der TUM angegliedert ist.



Abbildung 3.2: Stehende Schalung (links) und liegende Schalung (rechts) für Push-Out Körper

3.2.2 Materialien

Beton

Die Herstellung der verwendeten Betone erfolgte üblicherweise im Zwangsmischer der Firma Eirich Typ KA 44 (Baujahr 1954) mit einem Fassungsvermögen von 375 Litern. Bei den meisten Versuchskörpern wurde die UHPC-Mischung B5Q verwendet, die im Rahmen des DFG-Schwerpunktprogramms 1182 [SFF14] entwickelt wurde. Hierbei handelt es sich um eine UHPC-Mischung mit Basaltzuschlägen und einem Größtkorn von 8 mm (vgl. Tabelle 3-1). Einige Versuchskörper mit der Mischung B5Q wurden in einem Fertigteilwerk produziert. Bei diesen wurde eine geringfügig abweichende Zusammensetzung der Mischung verwendet, die als B5Q-1 bezeichnet wurde und ebenfalls in Tabelle 3-1 erläutert ist. Um eine Abhängigkeit der Versuchsergebnisse vom Größtkorn bzw. der Mischungszusammensetzung auszuschließen, wurden auch Probekörpern mit den in Tabelle 3-2 vorgestellten Feinkorn-

mischungen M2Q-F und M3Q hergestellt. Diese UHPC-Mischungen besitzen ein Größtkorn von nur 0,5 mm und wurden aus der Mischung M2Q weiterentwickelt, die ebenfalls im Rahmen des DFG-Schwerpunktprogramm 1182 entwickelt wurde. Der Einfluss der Druckfestigkeit auf die Dübelkennlinie wurde geprüft, indem auch Push-Out Versuchskörper mit einem hochfesten Beton der Festigkeitsklasse C80/95 produziert wurden. Die zugehörige Mischungszusammensetzung ist in Tabelle 3-1 (rechts) enthalten.

Die Herstellung der verschiedenen UHPC-Mischungen folgte immer dem gleichen Prinzip. Zunächst wurden alle festen Bestandteile bis auf die Stahlfasern in den Mischer gegeben und trocken miteinander vermischt. Im Anschluss wurden das Wasser und ein Teil des Fließmittels hinzugegeben und ebenfalls vermischt. Nach einer Pause wurden schließlich das restliche Fließmittel und die Stahlfasern hinzugefügt. Die verwendeten Stahlfasern der Firma Stratec mit der Bezeichnung Weidacom FM 0,15/9 besitzen eine Länge l_f von 9 mm, einen Durchmesser d_f von 0,15 mm und eine mittlere Zugfestigkeit $f_{u,f}$ von 2800 N/mm². Die Verdichtung aller Begleit- und Konformitätsprüfkörper erfolgte mit einer Dauer von 15 Sekunden auf einem Laborrütteltisch.

Tabelle 3-1: Mischungszusammensetzung der Betonmischung B5Q und B5Q-1 für den UHPC (links) und für den hochfesten Beton C80/95 (rechts)

| Ausgangsstoffe B5Q und B5Q-1* | Menge kg/m ³ | Ausgangsstoffe C80/95 | Menge kg/m ³ |
|----------------------------------|----------------------------|--------------------------|----------------------------|
| CEM I 52,5 R HS-NA | 650 | CEM I 42,5 R HS-NA | 450 |
| Silikastaub Silicol P | 177 | Safament Flugasche | 45 |
| Quarzmehl W12 | 325 | Sand/Kies (0/4) | 1312 |
| Quarzmehl W3 | 131 | Kies (4/8) | 618 |
| Quarzsand H33 (0,125/0.5) | 354 | FM BASF Glenium 51 | 13,8 |
| Basalt 2/8 | 597 | Wasser | 119 |
| FM ViscoCrete 20 Gold | 30,4* | w/z | 0,27 [-] |
| Stahlfasern Stratec 0,15/9 | 2,5** [Vol.-%] | | |
| Wasser | 158 | | |
| w/b | 0,22 [-] | | |

* Die Mischung B5Q-1 wurde mit einem erhöhten Fließmittelgehalt von 43,8 kg/m³ hergestellt.

** Der Stahlfasergehalt wurde für einige Prüfkörper auf 0,9 Vol.-% reduziert.

Tabelle 3-2: Mischungszusammensetzung der Betonmischungen M2Q-F (links) und M3-Q (rechts) für UHPC

| Ausgangsstoffe M2Q-F | Menge kg/m ³ | Ausgangsstoffe M3Q | Menge kg/m ³ |
|----------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|
| CEM I 52,5 R HS-NA | 825 | CEM I 52,5 R HS-NA | 775 |
| Silikastaub Grade 971 U | 175 | Silikastaub Silicol P* | 164 |
| Quarzmehl W12 | 200 | Quarzmehl W12 | 193 |
| Quarzsand H33 (0,125/0.5) | 975 | Quarzsand G32 (0,125/0.5) | 946 |
| FM BASF Glenium 51 | 29,4 | FM Sika ViscoCrete 2810 | 23,5 |
| Stahlfasern Stratec 0,15/9 | 2,5 [Vol.-%] | Stahlfasern Stratec 0,15/9 | 2,5 [Vol.-%] |
| Wasser | 175 | Wasser | 183 |
| w/b | 0,19 [-] | w/b | 0,19 [-] |

* unkompaktiert

Zur Nachbehandlung wurde der Beton mit Folie abgedeckt. Am Tag nach der Betonage sind dann die Versuchskörper ausgeschalt, zur Nachbehandlung für sieben Tage in nasse Jutesäcke eingepackt und wiederum mit einer Folie abgedeckt worden. Zusätzlich zu den Push-Out Körpern wurden jeweils umfangreiche Konformitätsprüfkörper hergestellt mit denen die Druckfestigkeit, die Zugfestigkeit, der E-Modul und die Biegezugfestigkeit geprüft wurden. Diese Begleitprüfkörper wurden nach dem Ausschalen für sieben Tage ins Wasserbad gelegt und anschließend im Normklima bei 20 °C und 65 % rel. Luftfeuchte gelagert.

Die Betondruckfestigkeit wurde nach 28 Tagen an Würfeln mit einer Kantenlänge von 100 mm ($f_{c,100,28d}$) und 150 mm ($f_{c,150,28d}$) sowie an Zylindern mit einem Durchmesser von 150 mm und einer Höhe von 300 mm ($f_{c,cyl,300}$) ermittelt. Am Versuchstag wurden nur noch die Würfeldruckfestigkeiten $f_{c,100}$ und $f_{c,150}$ getestet. Vor den Druckfestigkeitsprüfungen wurden die Lasteinleitungsflächen der Prüfkörper so geschliffen, dass diese planparallel waren. Der E-Modul des ultrahochfesten Betons $E_{cm,28d}$ konnte nach 28 Tagen ebenfalls an Zylinderprobekörpern mit den oben beschriebenen Abmessungen nach [DIN91] ermittelt werden. Weiterhin wurden bei den meisten Betonagen Prismen mit Kantenlängen von 40 mm x 40 mm x 160 mm hergestellt, an denen nach 28 Tagen die Biegezugfestigkeit $f_{ct,28d}$ in einem Drei-Punkt Biegeversuch in Anlehnung an [DIN05] ermittelt wurde. Die Prüfung der zentrischen Zugfestigkeit $f_{ct,28d}$ erfolgte an „knochenförmigen“ Probekörpern mit den Abmessungen aus Abbildung 3.3 gemäß den Vorgaben von [Fit12].

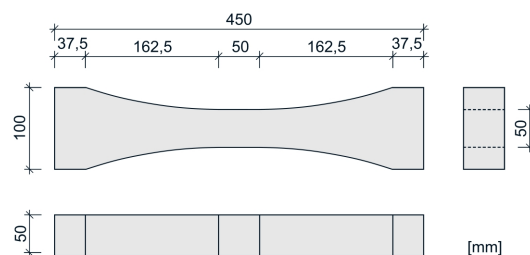


Abbildung 3.3: Probekörper zur Bestimmung der zentrischen Zugfestigkeit nach [Fit12]

Betonstahl

Es wurde nur Betonstahl der Güte B500B mit einem Durchmesser von 6 mm verwendet. Die genaue Bewehrungsanordnung in den jeweiligen Push-Out Körpern kann den Darstellungen in den folgenden Abschnitten sowie Anhang A.2 entnommen werden.

Stahl

Das vorgefertigte Stahlelement, auf das die Verbunddübelleisten aufgeschweißt wurden, war aus der Stahlgüte S355 gefertigt. Die Verbunddübelleisten wurden mit einem CNC (Computerized Numerical Control) gesteuerten Laser-Schneidverfahren aus Blechen mit unterschiedlichen Stahlgüten und -dicken herausgeschnitten. Die Leistendicke der Verbunddübelleiste mit Klothoidenform t_{CL} bzw. der Puzzleform t_{PZ} und die entsprechenden Streckgrenzen $f_{y,CL}$ bzw. $f_{y,PZ}$ sind in Abschnitt 3.2.5 tabellarisch für jeden Versuchskörper angegeben. Zusätzlich können Anhang A.3 die zugehörige Zugfestigkeit $f_{u,CL}$ bzw. $f_{u,PZ}$ und der E-Modul E_{CL} bzw. E_{PZ} entnommen werden.

3.2.3 Versuchsaufbau und -durchführung

Die Prüfung der Push-Out Versuchskörper erfolgte weggesteuert mit einer konstanten Geschwindigkeit in einer hydraulischen 4-Säulen-Druckprüfmaschine. Bei vielen Versuchskörpern wurden vor der Belastung bis zum Bruch 25 Lastwechsel zwischen 5 % und 40 % der erwarteten Höchstlast zur Schwächung des Haftverbundes gemäß den Vorgaben des Eurocode 4 [DIN10c] durchgeführt. Anhang A.3 kann entnommen werden, bei welchen Versuchskörpern die zyklische Vorbelastung erfolgte. Im Anschluss an die zyklische Vorbelastung wurden die Push-Out Versuche mit Geschwindigkeiten im Bereich von 0,05 mm/Minute bis maximal 0,6 mm/Minute durchgeführt. Mit der jeweils gewählten Belastungsgeschwindigkeit wurde die Maximallast bei allen Versuchen frühestens nach 10 Minuten erreicht. Der Versuchsaufbau inklusive Prüfmaschine und optischem Messsystem ist in Abbildung 3.4 dargestellt.

Für die meisten Versuche wurde der in Abbildung 3.5 dargestellte Push-Out Körper verwendet. Dieser Versuchskörper entspricht der bereits in Abbildung 3.1 vorgestellten Variante mit zwei seitlichen Betonscheiben, vier Verbunddübeln je Seite und einer vollflächigen Auflagerung auf der Unterseite. Die Betondicke t_c liegt dabei zwischen 40 mm und 60 mm. Bei einigen Versuchskörpern mit 60 mm Dicke wurde konventionelle Stabstahlbewehrung B500B in Form von Bügeln und geraden Stäben mit 6 mm Durchmesser vorgesehen. Die zugehörige Detaildarstellung der Bewehrung kann Anhang A.2 entnommen werden. Um den Einfluss der Verbundmittelgeometrie untersuchen zu können, wurden neben der hauptsächlich untersuchten Klothoidenform auch einige Versuchskörper mit PZ-Verbunddübelleiste hergestellt und geprüft. Eine Darstellung der Push-Out Körper mit Puzzleleiste befindet sich in Anhang A.1.

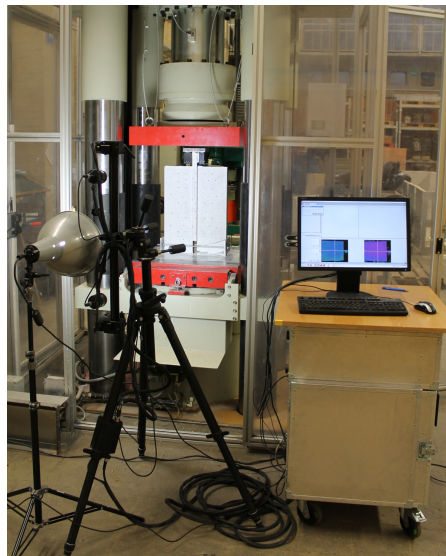


Abbildung 3.4: Push-Out Körper in Prüfmaschine mit optischem Messsystem

Zusätzlich zur Tragfähigkeit der Verbunddübelleisten in dünnen UHPC-Elementen mit einer geringen seitlichen Betondeckung (Scheiben) wurde das Tragverhalten der Klothoidenform auch in UHPC-Platten untersucht, bei denen die Betondeckung an der Oberseite der Verbunddübelleiste gering ist. Die Abmessungen dieser Push-Out Körper sind in Abbildung 3.6 dargestellt. Durch die Anordnung einer Betondübelbewehrung wird bei diesen Versuchskörpern das Spalten des Betons vermieden. Die zugehörigen Bewehrungspläne sind in Anhang A.2 dargestellt.

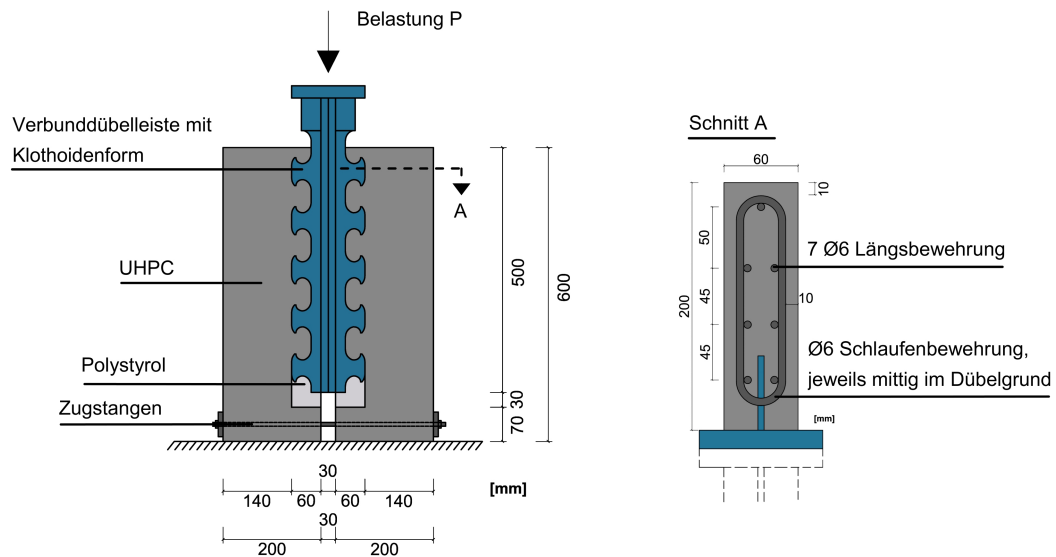


Abbildung 3.5: Push-Out Versuchskörper mit Bewehrung

Außer den bereits vorgestellten Veränderungen zum üblichen Push-Out Versuchskörper mit seitlichen Betonscheiben wurden noch drei Varianten untersucht, die im Folgenden kurz beschrieben sind. Auch zu diesen Varianten liegt im Anhang A.1 jeweils eine grafische Darstellung vor.

- Die Breite der Versuchskörper-Aufstandsfläche wurde von 200 mm auf 85 mm reduziert, um den Einfluss der exzentrischen Lagerung zu testen.
- Durch zusätzliche Stahlleisten an jeder Seite der Betonscheiben des üblichen Push-Out Versuchskörpers entstand eine Randeinfassung. Hierdurch sollte ein Spalten des Betons verhindert und die Tragfähigkeit gesteigert werden.
- Eine Ausbildung von Betondübeln wurde durch den Einsatz von Polystyrol in den Aussparungen zwischen den Stahldübeln vermieden. Die Versuchskörper sollten Aufschluss über die übertragbaren Reibkräfte und die vorhandene Adhäsion liefern.

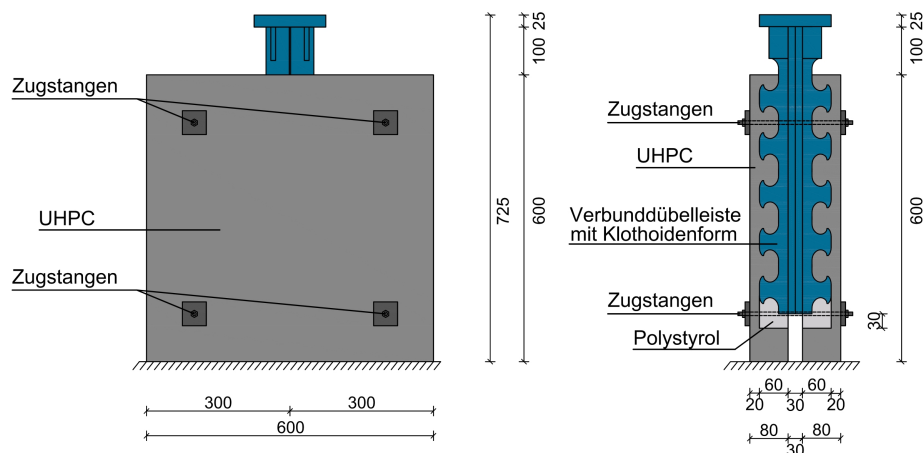


Abbildung 3.6: Push-Out Versuchskörper mit UHPC-Platten

3.2.4 Messtechnik

Die messtechnische Ausrüstung der Versuchskörper orientierte sich an den Vorgaben des Eurocode 4 [DIN10c]. Das wichtigste Ergebnis der Abscherversuche ist die Dübellekennlinie, bei der die Maschinenkraft P über die Relativverschiebung δ zwischen Stahl und Beton aufgetragen wird. Um die Relativverschiebung zu messen, wurden bei allen Versuchskörpern die in Abbildung 3.7 dargestellten induktiven Wegaufnehmer mit den Bezeichnungen $\delta_{o,A}$ und $\delta_{o,B}$ verwendet. Hierdurch wird der Schlupf zwischen der Kopfplatte und dem Betonkörper gemessen. Bei einigen Versuchskörpern wurden zusätzlich noch die Wegaufnehmer $\delta_{u,A}$ und $\delta_{u,B}$ verwendet, mit denen die Relativverschiebung zwischen dem vorgefertigten Stahlelement und dem Beton auf der gleichen Höhe bestimmt werden konnte. Die Ergebnisse der Messungen auf den beiden Betonscheiben mit den Bezeichnungen A und B wurden für die weitere Versuchsauswertung gemittelt, so dass der entsprechende Index entfällt und der resultierende Schlupf mit δ_u und δ_o bezeichnet wird.

Die Messung des Abhebens zwischen Stahl und Beton erfolgte durch die Wegaufnehmer AO, BO, AU und BU. Durch die Geometrie der Verbunddübelreihe mit Klothoidenform ist ein Abheben des Betons aus kinematischen Gründen unvermeidlich, sobald es zu Relativverschiebungen kommt. Da dieses Abheben, also die horizontale Verschiebung der Scheiben im Push-Out Versuch nach außen, nicht behindert werden sollte, wurden die Zugstangen (vgl. Abbildung 3.7) gelöst, bevor es zu größeren Kräften als 5 kN kam. Die vorhandene Zugkraft wurde über einen Dehnungsmessstreifen (DMS) bestimmt, der auf die Zugstangen geklebt war. Vor dem ersten Einsatz erfolgte die Kalibrierung der Zugstangen mit den DMS in einer Zugprüfmaschine, so dass der Dehnung im Push-Out Versuch immer die entsprechende Kraft zugeordnet werden konnte.

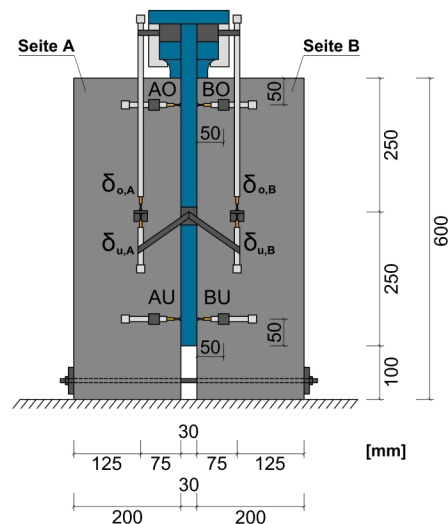


Abbildung 3.7: Position der induktiven Wegaufnehmer bei den Push-Out Körpern

Bei einigen Versuchskörpern wurden DMS auf die Stahldübel bzw. das Stahlelement geklebt. Die Dehnungen wurden hiermit an unterschiedlichen Stellen eines Stahldübels sowie unterschiedlichen Stahldübeln gemessen. Die Versuchskörper, bei denen DMS verwendet wurden, sind in den Tabellen des Versuchsprogramms in Abschnitt 3.2.5 gekennzeichnet. Die genaue Lage der DMS kann für jeden Push-Out Körper Anhang A.3 entnommen werden.

Die beiden optischen Messsysteme Aramis und Pontos sind unterschiedliche Verfahren der Nahbereichsphotogrammetrie. Durch ihre Verwendung konnte die konventionelle Messtechnik teilweise ersetzt werden und darüber hinaus noch weitere Informationen über das Tragverhalten der Push-Out Körper gesammelt werden. Aramis ermöglicht eine flächige Erfassung des Dehnungszustands der Oberfläche mit einer hohen Genauigkeit. Dazu muss der Prüfkörper vorher mit einem stochastischen Grauwertmuster versehen werden, das in Abbildung 3.8 (links) zu erkennen ist. Die flächige Aufnahme und Auswertung des Dehnungszustands ermöglicht die kontinuierliche Auswertung der Rissbildung und Rissentwicklung im Messfeld. Die Aramis-Software berechnet nach der Aufnahme aller Messbilder die auftretenden Verschiebungen und Verformungen durch den Vergleich eines Referenzbilds im unbelasteten Zustand (unverformt) mit den nachfolgenden Bildern im belasteten Zustand (verformt). Die Verwendung lokaler Koordinatensysteme ermöglicht eine Verformungsberechnung, die von der Ganzkörpertranslation unbeeinflusst ist.

Die zweite verwendete Messsoftware (Pontos) dient zur Ermittlung der Verschiebungen an diskreten Stellen, an denen sogenannte Messmarken aufgeklebt wurden. Für jede Messmarke wird durch den Vergleich des belasteten mit dem unbelasteten Zustand die räumliche Lage ermittelt. Daraus können die Relativverschiebungen zwischen zwei oder mehreren Messmarken für alle Koordinatenrichtungen ermittelt werden. Die Auswertung der Verschiebungen zwischen zwei Messmarken liefert daher die gleichen Ergebnisse wie Wegaufnehmer, weswegen die Anzahl der Wegaufnehmer bei einigen Versuchskörpern reduziert wurde. Die Wegaufnehmer $\delta_{o,A}$ und $\delta_{o,B}$ waren jedoch bei allen Prüfkörpern vorhanden. Die Position der fest definierten Messmarken auf den Prüfkörpern kann Abbildung 3.8 (rechts) entnommen werden. Diese entspricht der Lage der Wegaufnehmer aus Abbildung 3.7. Die orangen Pfeile stellen die Auswertemöglichkeiten dar, die denen der Wegaufnehmer entsprechen. Zusätzlich zu den fest definierten Messmarken wurden weitere „freie“ Messmarken auf den Versuchskörper aufgeklebt, die in Abbildung 3.8 (links) zu sehen sind. Mit deren Hilfe wurden auch andere Bereiche des Probekörpers abgedeckt. Die Messmarken lassen sich später zu Gruppen zusammenfassen und die Verschiebungen als Vektoren darstellen. Die Aramis Messungen werden durch die aufgeklebten Marken nahezu nicht beeinflusst.

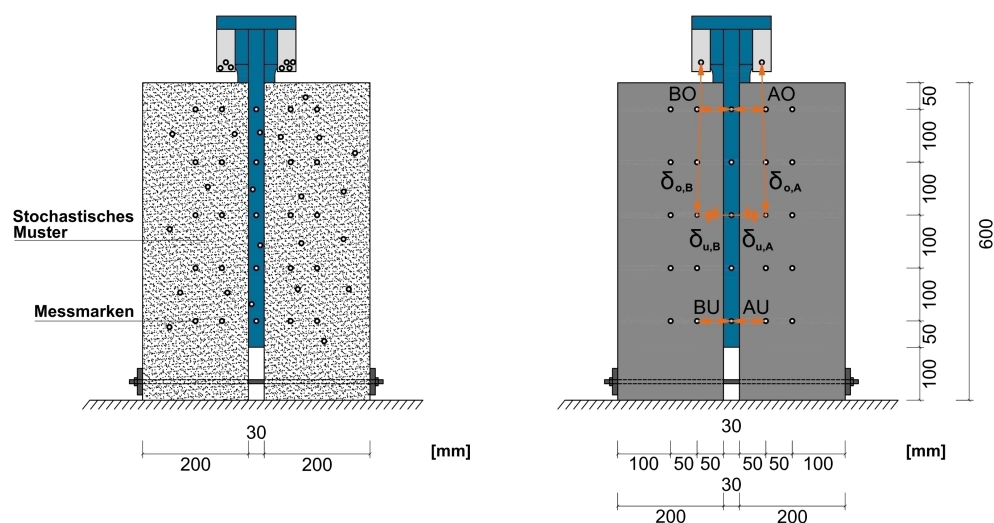


Abbildung 3.8: Optische Messtechnik bei den Push-Out Körpern; Gesamtdarstellung (links) und Positionierung der ausgewerteten Messmarken (rechts)

Abbildung 3.9 zeigt einen Versuchskörper mit vollständiger konventioneller (links) und optischer Messtechnik (rechts). Während die konventionelle Messtechnik nur auf der Versuchskörpervorderseite montiert war, wurden das stochastische Grauwertmuster und die Messmarken immer auf der Rückseite appliziert. Die Anzahl der aufgenommenen Bilder, also die Messrate, wurde immer ausreichend hoch gewählt. Anschließend wurden etwa 80 Bilder ausgewählt und final mit Hilfe der optischen Messtechnik ausgewertet. Diese Bilder, die auch als Stufen bezeichnet werden, wurden so gewählt, dass für den linearen Bereich der Dübelkennlinie und den Nachbruchbereich etwa 35 Bilder vorlagen und die restlichen Stufen aus dem Bereich der Maximallast kamen. Da das optische Messsystem auch die Kraft und die Verschiebung der Prüfmaschine aufzeichnete, war es möglich die Ergebnisse der optischen Auswertungen direkt mit denen der konventionellen Messtechnik zu vergleichen.

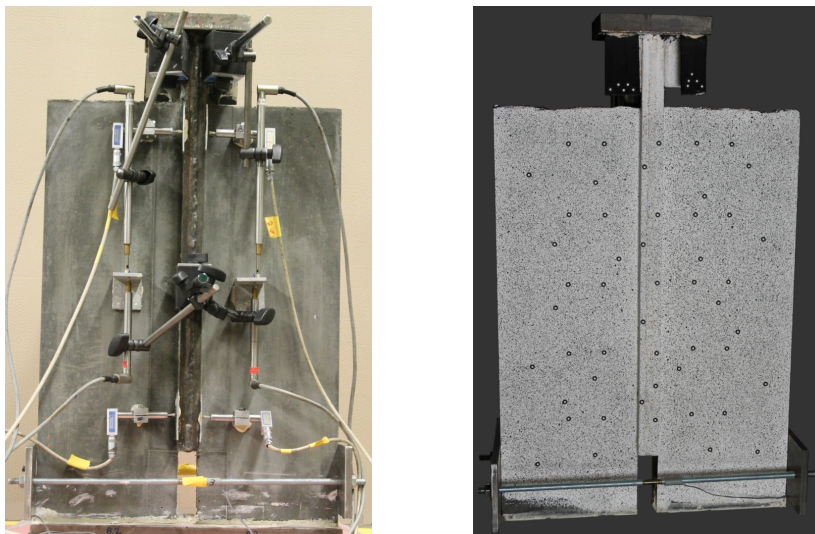


Abbildung 3.9: Messtechnik beim Push-Out Versuch; Vorderseite mit konventioneller Messtechnik (links) und für die optischen Messungen vorbereitete Rückseite (rechts)

3.2.5 Versuchsprogramm

Insgesamt wurden für die vorliegende Arbeit 101 Push-Out Versuche durchgeführt und hinsichtlich des Trag- und Verformungsverhaltens ausgewertet. Die Bezeichnung der Versuchskörper lautet immer „POCL X-Y“ bzw. „POPZ X-Y“. POCL bedeutet, dass es sich um einen Push-Out Körper mit CL-Verbunddübelleiste handelt. Die Alternative hierzu ist die Verwendung einer PZ-Verbunddübelleiste. Das X ist eine fortlaufende Nummerierung der Versuchskörper mit Klothoiden- und Puzzleleisten und gibt die verwendete Konfiguration an. Da üblicherweise immer zwei Versuchskörper mit identischer Konfiguration hergestellt und getestet wurden, gibt die zweite Zahl (Y) an, um welchen der beiden Push-Out Körper einer Konfiguration es sich handelt. Abgewichen wurde von dieser Systematik nur bei den Versuchskörpern POCL 28-1 und POCL 28-2, die zur Ermittlung der Stahlfaserorientierung und -anzahl im Betondübel dienten. Hierbei wurde der eine Körper liegend und der andere stehend betoniert. Von der Konfiguration POCL 30 wurde mit POCL 30-3 ein zusätzlicher Prüfkörper hergestellt, der im Gegensatz zu den anderen beiden Körpern nicht mit Fett vorbehandelt war. Die Körper mit den Bezeichnungen POCL 21, POCL 25, POCL 29 und POCL 34 wurden entweder nicht hergestellt oder es wurde kein Push-Out Versuch durchgeführt.

In den folgenden Tabellen wird das Versuchsprogramm getrennt für die verschiedenen Serien vorgestellt. Diesen Tabellen können neben der Streckgrenze und Dicke der Verbunddübelstele auch die verwendete Betonmischung (inkl. Stahlfasergehalt) und die Betonscheibendicke entnommen werden. Ob konventionelle Bewehrung verwendet wurde oder nicht, ist ebenfalls in den Tabellen vermerkt. Aufgrund der Vielzahl der unterschiedlichen Versuchsaufbauten und der verschiedenen Vorbehandlungen wird durch die Bemerkungen in der letzten Spalte angegeben, wenn von der üblichen Probekörperkonfiguration abgewichen wurde. In dieser Spalte ist unter anderem vermerkt, ob bei den Versuchskörpern versucht wurde die Adhäsion zwischen Beton und Stahl durch die Verwendung von Fett zu reduzieren (redAdh), ob eine liegende Betonlage erfolgte (LB) oder ob bei den Versuchskörpern die Aufstandsfläche reduziert wurde (redAuf). Weiterhin wird in dieser Spalte angegeben, ob ein Push-Out Versuchskörper mit Platten statt Scheiben vorliegt (Pla) und ob eine DMS Messung durchgeführt wurde (DMS). Eine genauere Zusammenstellung der Materialeigenschaften des Betons und der Verbunddübelstele, der Versuchsparameter, der verwendeten Messtechnik und der Versuchsergebnisse findet sich für jeden Push-Out Körper in den Tabellen und Diagrammen des Anhangs A.3.

Die in Tabelle 3-3 vorgestellte Serie 1 beinhaltet die Push-Out Versuchskörper in der Standardkonfiguration aus UHPC mit Leistendicken t_w von 5 mm oder 10 mm und der Stahlgüte S355. Durch die hohe Schubtragfähigkeit der Verbunddübelstele sollten diese Versuchskörper vor allem der Untersuchung des Betonversagens dienen.

Tabelle 3-3: Versuchsprogramm für Serie 1 der Push-Out Versuche

| Push-Out Versuch | Verbunddübel | | UHPC | | Bewehrung | Bemerkung |
|------------------|-------------------------|---|-----------------------------------|-----------------------|------------------------|--------------|
| | Leistendicke t_w [mm] | Streckgrenze f_y [N/mm ²] | Mischung und Fasergehalt [Vol.-%] | Betondicke t_c [mm] | B500B Ø 6mm [mit/ohne] | |
| POCL 1 | 5 | 417,0 | B5Q-1 (2,5) | 60 | mit | |
| POCL 2 | 5 | 417,0 | B5Q-1 (2,5) | 60 | ohne | |
| POCL 3 | 5 | 417,0 | B5Q-1 (2,5) | 50 | ohne | |
| POCL 4 | 5 | 417,0 | B5Q-1 (2,5) | 40 | ohne | |
| POCL 5 | 10 | 362,9 | B5Q-1 (2,5) | 60 | mit | |
| POCL 6 | 10 | 362,9 | B5Q-1 (2,5) | 60 | ohne | |
| POCL 7 | 10 | 362,9 | B5Q-1 (2,5) | 50 | ohne | |
| POCL 8 | 10 | 362,9 | B5Q-1 (2,5) | 40 | ohne | |
| POCL 9 | 10 | 362,9 | B5Q-1 (0,9) | 60 | ohne | |
| POCL 10 | 10 | 362,9 | B5Q (2,5) | 60 | ohne | DMS |
| POCL 11 | 10 | 362,9 | B5Q (2,5) | 60 | ohne | LB |
| POCL 13 | 5 | 450,3 | B5Q (2,5) | 60 | ohne | |
| POCL 18 | 10 | 362,9 | B5Q (0,9) | 60 | ohne | LB |
| POCL 22 | 10 | 379,8 | B5Q (2,5) | 60 | mit | DMS*, redAdh |
| POCL 23 | 10 | 427,3 | M2Q-F (2,5) | 60 | ohne | |
| POCL 31 | 10 | 427,3 | B5Q (2,5) | 60 | ohne | |
| POCL 38 | 10 | 297,7 | B5Q (2,5) | 40 | ohne | redAdh |
| POCL 39 | 10 | 297,7 | B5Q (2,5) | 60 | ohne | redAdh |
| POCL 42 | 10 | 427,3 | B5Q (2,5) | 60 | ohne | redAdh |
| POCL 45 | 10 | 427,3 | B5Q (2,5) | 60 | ohne | redAdh |
| POCL 50 | 10 | 427,3 | B5Q (2,5) | 40 | ohne | redAdh |

* DMS Messung nur an POCL 22-2

Die Versuchskörper der Serie 2 (vgl. Tabelle 3-4) besitzen alle eine Dicke t_{CL} von 5 mm sowie eine niedrigere Streckgrenze ($f_y = 332 \text{ N/mm}^2$) als diejenigen in Serie 1. Mit diesen Prüfkörpern sollte der Übergang zwischen Beton- und Stahlversagen untersucht werden.

Tabelle 3-4: Versuchsprogramm für Serie 2 der Push-Out Versuche

| Push-Out Versuch | Verbunddübel | | UHPC | | Bewehrung | Bemerkung |
|------------------|---------------------------------|---|---|-----------------------------|------------------------------|--------------|
| | Leisten- dicke t_w [mm] | Streck- grenze f_y [N/mm ²] | Mischung und Fasergehalt [Vol.-%] | Betondicke t_c [mm] | B500 Ø 6 mm [mit/ohne] | |
| POCL 14 | 5 | 331,8 | B5Q (2,5) | 60 | ohne | |
| POCL 15 | 5 | 331,8 | B5Q (2,5) | 60 | ohne | DMS |
| POCL 16 | 5 | 331,8 | B5Q (2,5) | 60 | ohne | |
| POCL 17 | 5 | 331,8 | B5Q (2,5) | 60 | ohne | redAuf |
| POCL 19 | 5 | 331,8 | M3Q (2,5) | 60 | ohne | |
| POCL 20 | 5 | 331,8 | B5Q (2,5) | 60 | ohne | LB |
| POCL 30 | 5 | 331,8 | B5Q (2,5) | 60 | ohne | DMS*, redAdh |
| POCL 30-3 | 5 | 331,8 | B5Q (2,5) | 60 | ohne | DMS |

* DMS Messung nur an POCL 30-1

Die Versuchskörper der Tabelle 3-5 (Serie 3) zeichnen sich durch eine nochmals niedrigere Streckgrenze von höchstens 318 N/mm^2 und eine Leistendicke von maximal 5 mm aus. Diese Push-Out Körper sollten daher Aufschluss auf das Trag- und Verformungsverhalten bei Stahlversagen der Verbunddübelleiste liefern.

Tabelle 3-5: Versuchsprogramm für Serie 3 der Push-Out Versuche

| Push-Out Versuch | Verbunddübel | | UHPC | | Bewehrung | Bemerkung |
|------------------|---------------------------------|---|---|-----------------------------|------------------------------|--------------|
| | Leisten- dicke t_w [mm] | Streck- grenze f_y [N/mm ²] | Mischung und Fasergehalt [Vol.-%] | Betondicke t_c [mm] | B500 Ø 6 mm [mit/ohne] | |
| POCL 24 | 3 | 176,1 | B5Q (2,5) | 60 | ohne | redAdh |
| POCL 26 | 3 | 176,1 | B5Q (2,5) | 40 | ohne | redAdh |
| POCL 32 | 5 | 279,9 | B5Q (2,5) | 60 | mit | redAdh |
| POCL 33 | 5 | 279,9 | B5Q (2,5) | 60 | ohne | redAdh |
| POCL 35 | 5 | 279,9 | B5Q (2,5) | 40 | ohne | redAdh |
| POCL 40 | 3 | 318,1 | B5Q (2,5) | 40 | ohne | redAdh |
| POCL 41 | 3 | 318,1 | B5Q (2,5) | 60 | ohne | redAdh |
| POCL 46 | 5 | 279,9 | B5Q (2,5) | 60 | mit | redAdh, Pla |
| POCL 47 | 5 | 279,9 | B5Q (0,9) | 60 | ohne | DMS*, redAdh |

* DMS Messung nur an POCL 47-2

In Tabelle 3-6 (Serie 4) sind die Versuchskörper zusammengefasst, bei denen Zusatzuntersuchungen erfolgten. Hierbei sind Push-Out Körper mit hochfestem Beton, PZ-Verbunddübelleisten, Randeinfassung (RE) und diejenigen zur Auswertung der Faseranzahl und -ausrichtung (FA) enthalten.

Tabelle 3-6: Versuchsprogramm für Serie 4 der Push-Out Versuche

| Push-Out Versuch | Verbunddübel | | UHPC | | Bewehrung | Bemerkung |
|------------------|---------------------------------|---|---|-----------------------------|------------------------------|------------|
| | Leisten- dicke t_w [mm] | Streck- grenze f_y [N/mm ²] | Mischung und Fasergehalt [Vol.-%] | Betondicke t_c [mm] | B500 Ø 6 mm [mit/ohne] | |
| POCL 12 | 10 | 362,9 | B5Q (2,5) | 60 | ohne | RE |
| POCL 27 | 10 | 362,9 | B5Q (2,5) | 60 | ohne | RE, redAdh |
| POCL 28-1 | 10 | - | B5Q (2,5) | 60 | ohne | FA |
| POCL 28-2 | 10 | - | B5Q (2,5) | 60 | ohne | LB, FA |
| POCL 48 | 3 | 292,9 | C80/95 (0) | 60 | ohne | redAdh |
| POCL 49 | 10 | 405,6 | C80/95 (0) | 60 | mit | redAdh |
| POPZ 1 | 3 | 292,9 | B5Q (2,5) | 60 | ohne | redAdh |
| POPZ 2 | 10 | 405,6 | B5Q (2,5) | 40 | ohne | redAdh |

Mit den Push-Out Körpern der Serie 5 in Tabelle 3-7 wurde der Einfluss der Reibung und Adhäsion genauer untersucht, da bei diesen die Betondübel abgeschirmt (abgBD) wurden.

Tabelle 3-7: Versuchsprogramm für Serie 5 der Push-Out Versuche

| Push-Out Versuch | Verbunddübel | | UHPC | | Bewehrung | Bemerkung |
|------------------|---------------------------------|---|--|-----------------------------|------------------------------|---------------|
| | Leisten- dicke t_w [mm] | Streck- grenze f_y [N/mm ²] | Mischung und Fasergehalt [Vol.-%] | Betondicke t_c [mm] | B500 Ø 6 mm [mit/ohne] | |
| POCL 36 | 10 | 362,9 | B5Q (2,5) | 60 | ohne | abgBD, redAdh |
| POCL 37 | 10 | 362,9 | B5Q (2,5) | 60 | ohne | abgBD |
| POCL 43 | 10 | 362,9 | B5Q (2,5) | 60 | ohne | abgBD |
| POCL 44 | 10 | 362,9 | B5Q (2,5) | 60 | ohne | abgBD, redAdh |

Parallel zur Herstellung der in Kapitel 6 beschriebenen Verbundträger wurden Push-Out Versuchskörper aus den gleichen Materialien hergestellt, um einen direkten Vergleich des Trag- und Verformungsverhalten der Verbundfuge im Trägerversuch und im Push-Out Versuch zu ermöglichen. Diese sind in Tabelle 3-8 als Serie 6 aufgelistet.

Tabelle 3-8: Versuchsprogramm für Serie 6 der Push-Out Versuche

| Push-Out Versuch | Verbunddübel | | UHPC | | Bewehrung | Bemerkung |
|------------------|---------------------------------|---|--|-----------------------------|------------------------------|-----------|
| | Leisten- dicke t_w [mm] | Streck- grenze f_y [N/mm ²] | Mischung und Fasergehalt [Vol.-%] | Betondicke t_c [mm] | B500 Ø 6 mm [mit/ohne] | |
| POCL 51 | 10 | 410,0 | B5Q (2,5) | 60 | ohne | redAdh |
| POCL 52 | 5 | 325,0 | B5Q (2,5) | 60 | ohne | redAdh |
| POCL 53 | 3 | 338,3 | B5Q (2,5) | 60 | ohne | redAdh |

3.3 Versuchsergebnisse

3.3.1 Übersicht und Vorgehen bei der Auswertung

Die durchgeführten Push-Out Versuche wurden entsprechend der Vorgaben von Eurocode 4 [DIN10c] im Hinblick auf die Last-Verformungskurve, die maximale Traglast P_{max} und die charakteristische Duktilität δ_{ik} ausgewertet (vgl. Abschnitt 2.4.1).

Wie in Abschnitt 3.2.4 bereits erläutert wurde, wurden bei einigen Versuchskörpern die Relativverschiebungen nicht nur zwischen der Kopfplatte und dem Beton ($\delta_{o,A}$ und $\delta_{o,B}$), sondern auch auf gleicher Höhe zwischen Stahl und Beton ($\delta_{u,A}$ und $\delta_{u,B}$) gemessen. Für die weiteren Auswertungen wurden die Ergebnisse der oberen Wegaufnehmer zum Schlupf δ_o und die der unteren zum Schlupf δ_u gemittelt. Hierdurch ergaben sich für jeden Push-Out Versuch mit oberen und unteren Wegaufnehmern zwei Last-Verformungskurven, die im Idealfall annähernd identisch sein sollten. Beispielhaft sind diese Kurven für die beiden Versuchskörper der Konfiguration POCL 52 in Abbildung 3.10 (links) dargestellt.

Aus den Last-Verformungskurven der oberen Wegaufnehmer δ_o wurde für die beiden Versuchskörper mit der gleichen Konfiguration (POCL X-1 und POCL X-2) zusätzlich noch eine Mittelwertkurve erstellt (Bezeichnung POCL X). Diese Mittelwertkurve ist für die Versuchskörper POCL 52 in Abbildung 3.10 (rechts) blau dargestellt. Die Kurve ergibt sich aus der mittleren Kraft der beiden Push-Out Körper bei identischem Schlupf δ_o . Da die Last-Verformungskurven der Versuchskörper einer Konfiguration häufig sehr ähnlich waren, kann aus den gemittelten Kurven das Tragverhalten der jeweiligen Konfiguration leicht erkannt werden. Besonders beim Vergleich von verschiedenen Push-Out Konfigurationen ergibt sich ein Vorteil, da durch die verringerte Kurvenanzahl eine übersichtlichere Darstellung gewährleistet ist.

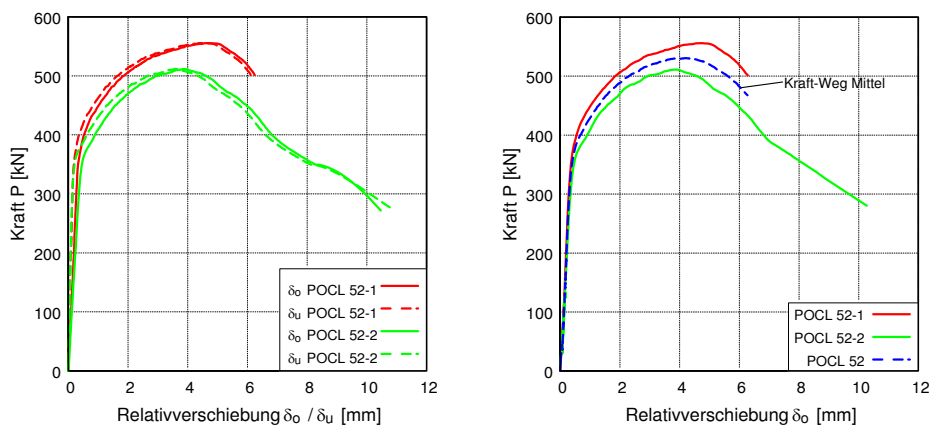


Abbildung 3.10: Vergleich der oberen und unteren Wegaufnehmer (links) und Ermittlung der Mittelwertkurve aus den oberen Wegaufnehmern (rechts) für die Versuchskörper POCL 52-1 und POCL 52-2

Bei etwa der Hälfte der Probekörper wurden die Versuche nach einem Lastabfall von etwas mehr als 10 % abgebrochen, da ab diesem Punkt die charakteristische Duktilität ermittelt werden konnte. Ein Vorteil eines frühen Versuchsabbruchs liegt darin, dass die Möglichkeit besteht die Prüfkörper zu zerschneiden, um eine mögliche innere

Rissbildung und Deformation der Stahldübel untersuchen zu können. An den Versuchskörpern, die länger belastet wurden, konnten hingegen, wie von *Bärtschi* [Bär05] vorgeschlagen, die Abnahme der Steifigkeit sowie die zugehörige Rissbildung und Verformung an der Prüfkörperoberfläche im weiteren Versuchsverlauf beobachtet werden. In Anhang A.3 sind die Last-Verformungskurven für alle Push-Out Versuche dargestellt. Aus diesen kann jeweils entnommen werden bis zu welcher Laststufe der jeweilige Einzelversuch durchgeführt.

Die Ermittlung der charakteristischen Duktilität δ_{uk} und der Verschiebung δ bei P_{max} erfolgte mit Hilfe der Last-Verformungskurven der oberen Wegaufnehmer δ_o . Zusätzlich zu den Relativverschiebungen wurde auch die Steifigkeit der Verbundmittel, wie in Abschnitt 2.4.1 beschrieben, aus dem linearen Ast der jeweiligen Last-Verformungskurve im Bereich bis 50 % der maximalen Traglast berechnet. Den vorherigen Bezeichnungen folgend ergab sich die Steifigkeit c_o aus den Kurven der oberen Wegaufnehmer δ_o und die Steifigkeit c_u durch Auswertung der Kurven für die unteren Wegaufnehmer δ_u bzw. aus den Ergebnissen der entsprechenden Pontos-Messungen, falls keine unteren Wegaufnehmer vorhanden waren.

In den tabellarischen Zusammenstellungen in Abschnitt 3.3.2 sind die wichtigsten Ergebnisse für jeden Push-Out Körper dargestellt. Eine vollständige Zusammenstellung der Prüfkorpereigenschaften sowie der ausgewerteten Relativverschiebungen und Steifigkeiten ist in Anhang A.3 abgedruckt.

Nach dem tabellarischen Überblick zu den Versagenslasten sowie zur Duktilität und Steifigkeit der Versuchskörper in Abschnitt 3.3.2 werden in Abschnitt 3.3.3 die Ergebnisse des optischen Messsystems Pontos beispielhaft für einen Push-Out Körper mit Stahlversagen und für einen Push-Out Körper mit Betonversagen vorgestellt. Im Abschnitt 3.3.4 werden dann die Auswertungen der flächigen optischen Messung mit dem Programm Aramis beschrieben.

3.3.2 Tabellarische Zusammenstellungen

Die Ergebnisse der Push-Out Versuche sind in den folgenden Tabellen getrennt für die einzelnen Serien dargestellt. Außer der mittleren Betondruckfestigkeit am Versuchstag $f_{cm,150}$, der Biegezugfestigkeit und der mittleren Zugfestigkeit nach 28 Tagen ($f_{ctm,28d}$ bzw. $f_{ctm,28d}$) sind die maximale Traglast P_{max} , die charakteristische Duktilität δ_{uk} und die Steifigkeit c_u angegeben. Einige Parameter wurden nicht gemessen bzw. konnten nicht ermittelt werden. Diese sind mit einem Strich gekennzeichnet.

Wie erwartet konnte bei allen Versuchskörpern der Serie 1 in Tabelle 3-9 Betonversagen beobachtet werden, dass sich in der Regel als ein Spalten der Betonscheibe in der Scheibenebene darstellte. Eine Ausnahme hierzu stellen die Konfigurationen POCL 1, POCL 22 und POCL 39 dar, bei denen es zu einer plastischen Verformung der Stahldübel kam und die daher auch die größten Duktilitäten in dieser Serie aufweisen. Auffällig ist weiterhin, dass die Versuchskörper mit einer Leistendicke von 10 mm Traglasten in der Größenordnung von 800 kN bis 1050 kN aufwiesen, während diejenigen mit einer Verbundmitteldicke von 5 mm nur Maximallasten zwischen 550 kN und 650 kN erreichten. Der Verlauf der Last-Verformungskurve und das Rissbild bei Spaltversagen sowie die Analyse der Einflussfaktoren auf diese Versagensart folgen in den Abschnitten 3.3.4 (Analyse Rissbildung) sowie 3.4 und 3.5 (Auswertung der Einflussfaktoren auf Stahl- und Betonversagen).

Tabelle 3-9: Versuchsergebnisse für Serie 1 der Push-Out Versuche

| Push-Out Versuch | Betoneigenschaften | | | Auswertung der Versuche | | |
|------------------|---|--|--|-------------------------------------|-------------------------------------|---------------------------------|
| | Druckfestigkeit $f_{cm,150}$ [N/mm ²] | Biegezugfestigkeit $f_{eflm,28d}$ [N/mm ²] | Zugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ [N/mm ²] | maximale Kraft P_{max} [kN] | Duktilität δ_{uk} [mm] | Steifigkeit c_u [kN/mm] |
| POCL 1-1 | 136,3 | 29,2 | - | 668,6 | 5,72 | - |
| POCL 1-2 | 136,3 | 29,2 | - | 621,1 | 6,30 | 4.292 |
| POCL 2-1 | 143,9 | 36,1 | - | 588,4 | 1,63 | 5.106 |
| POCL 2-2 | 143,9 | 36,1 | - | 567,8 | 1,74 | 5.192 |
| POCL 3-1 | 159,7 | 33,5 | - | 599,2 | 0,95 | 3.855 |
| POCL 3-2 | 159,7 | 33,5 | - | 580,6 | 1,29 | 4.686 |
| POCL 4-1 | 158,8 | 33,3 | - | 599,2 | 1,27 | 5.538 |
| POCL 4-2 | 158,8 | 33,3 | - | 554,1 | 1,24 | 4.605 |
| POCL 5-1 | 136,3 | 29,2 | - | 1.009,9 | 2,95 | 8.960 |
| POCL 5-2 | 138,3 | 36,1 | - | 1.016,9 | 2,02 | 12.097 |
| POCL 6-1 | 142,8 | 36,1 | - | 913,6 | 0,81 | 11.458 |
| POCL 6-2 | 142,8 | 36,1 | - | 888,0 | 0,81 | 12.096 |
| POCL 7-1 | 148,3 | 33,0 | - | 869,8 | 0,77 | 6.345 |
| POCL 7-2 | 148,3 | 33,0 | - | 885,5 | 1,25 | 9.255 |
| POCL 8-1 | 138,3 | 36,1 | - | 811,2 | 0,66 | - |
| POCL 8-2 | 138,3 | 36,1 | - | 783,9 | 0,47 | 4.481 |
| POCL 9-1 | 146,1 | 16,9 | - | 888,0 | 0,47 | 7.216 |
| POCL 9-2 | 146,1 | 16,9 | - | 893,4 | 0,71 | 10.573 |
| POCL 10-1 | 180,0 | 26,6 | 6,49 | 936,0 | 1,00 | 7.238 |
| POCL 10-2 | 180,0 | 26,6 | 6,49 | 914,5 | 0,89 | 7.380 |
| POCL 11-1 | 180,0 | 26,6 | 6,49 | 1.016,9 | 1,21 | 8.733 |
| POCL 11-2 | 180,0 | 26,6 | 6,49 | 926,9 | 0,81 | 6.232 |
| POCL 13-1 | 179,2 | 28,2 | 7,77 | 584,5 | 2,55 | 4.696 |
| POCL 13-2 | 179,2 | 28,2 | 7,77 | 588,5 | 2,71 | 2.331 |
| POCL 18-1 | 163,9 | 12,0 | 4,75 | 888,4 | 0,68 | 6.793 |
| POCL 18-2 | 163,9 | 12,0 | 4,75 | 845,9 | 0,61 | 10.913 |
| POCL 22-1 | 169,3 | 23,3 | 7,51 | 978,3 | 4,48 | 5.486 |
| POCL 22-2 | 169,3 | 23,3 | 7,51 | 948,3 | 4,47 | 4.063 |
| POCL 23-1 | 176,5 | 33,6 | 8,83 | 957,9 | 0,92 | - |
| POCL 23-2 | 176,5 | 33,6 | 8,83 | 913,6 | 0,86 | - |
| POCL 31-1 | 169,3 | 23,3 | 7,51 | 964,1 | 0,88 | 6.331 |
| POCL 31-2 | 169,3 | 23,3 | 7,51 | 907,6 | 0,95 | 9.770 |
| POCL 38-1 | 189,2 | 45,7 | 8,91 | 763,2 | 1,99 | 3.123 |
| POCL 38-2 | 189,2 | 45,7 | 8,91 | 777,3 | 1,78 | 3.617 |
| POCL 39-1 | 189,2 | 45,7 | 8,91 | 863,8 | 2,78 | 3.763 |
| POCL 39-2 | 189,2 | 45,7 | 8,91 | 881,4 | 3,22 | 3.671 |
| POCL 42-1 | 197,7 | 45,7 | 8,91 | 1.021,8 | 1,80 | 2.606 |
| POCL 42-2 | 197,7 | 45,7 | 8,91 | 987,3 | 1,96 | 2.792 |
| POCL 45-1 | 184,9 | 34,0 | 10,13 | 1.065,5 | 2,04 | 3.861 |
| POCL 45-2 | 184,9 | 34,0 | 10,13 | 1.039,4 | 2,06 | 3.776 |
| POCL 50-1 | 195,0 | 32,2 | 8,56 | 937,9 | 1,41 | 3.730 |
| POCL 50-2 | 195,0 | 32,2 | 8,56 | 1.038,6 | 1,37 | 5.013 |

Die in Tabelle 3-10 dargestellten Ergebnisse der Versuchskörper der Serie 2 zeichnen sich durch eine deutlich höhere Duktilität aber auch durch größere Streuungen in den Versuchsergebnissen der beiden identischen Prüfkörper einer Konfiguration aus, als dies bei den Versuchskörpern der Serie 1 der Fall ist. Allerdings kann die vom Eurocode 4 geforderte Mindestduktilität $\delta_{uk} = 6 \text{ mm}$ auch bei diesen Versuchskörpern nicht erreicht werden, da es nach dem Fließen der Verbunddübelstange stets zu einer deutlichen Rissbildung im Beton gekommen ist, wodurch die Traglast abfiel. Diese Serie weist daher ein gemischtes Stahl- und Betonversagen auf, was die größeren Streuungen in den Ergebnissen erklärt.

Die Versuchskörper der Serie 3 zeigten aufgrund der nochmals reduzierten Leistendicke und Streckgrenze das erwartete duktile Tragverhalten bei einer, im Vergleich zur Serie 1 und Serie 2, reduzierten Traglast. Für alle Push-Out Körper dieser Serie in Tabelle 3-11 liegt daher Stahlversagen vor, bei dem auch nahezu immer das Duktilitätskriterium des Eurocode 4 eingehalten wurde. Die einzige Ausnahme bildet die Konfiguration POCL 47 bei der es aufgrund des reduzierten Fasergehaltes nach dem Fließen der Stahldübel zu einer starken Rissbildung im Beton und einem darauf folgenden Lastabfall kam.

In Tabelle 3-12 sind die Ergebnisse der Zusatzuntersuchungen dargestellt. Die Push-Out Körper der Konfiguration POCL 28 dienten zur Auswertung der Stahlfaserorientierung. Hierzu wurden Bohrkerne mit einem Durchmesser von 30 mm aus der Mitte der Betondübel entnommen. Aus diesem Grund konnten mit den Versuchskörpern POCL 28 keine Abscherversuche durchgeführt werden und die entsprechenden Spalten in Tabelle 3-12 sind leer. Die Ergebnisse der Untersuchungen zur Faserorientierung dieser Körper werden in Abschnitt 3.6.2 vorgestellt.

Tabelle 3-10: Versuchsergebnisse für Serie 2 der Push-Out Versuche

| Push-Out Versuch | Betoneigenschaften | | | Auswertung der Versuche | | |
|------------------|---|---|--|-------------------------------------|-------------------------------------|---------------------------------|
| | Druckfestigkeit $f_{cm,150}$ [N/mm ²] | Biegezugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ [N/mm ²] | Zugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ [N/mm ²] | maximale Kraft P_{max} [kN] | Duktilität δ_{uk} [mm] | Steifigkeit c_u [kN/mm] |
| POCL 14-1 | 179,2 | 28,2 | 7,77 | 574,8 | 3,76 | 4.908 |
| POCL 14-2 | 179,2 | 28,2 | 7,77 | 639,8 | 5,97 | 3.437 |
| POCL 15-1 | 179,2 | 28,2 | 7,77 | 599,0 | 5,68 | 4.946 |
| POCL 15-2 | 179,2 | 28,2 | 7,77 | 576,9 | 4,76 | 6.845 |
| POCL 16-1 | 195,2 | - | 6,81 | 559,3 | 3,51 | 3.142 |
| POCL 16-2 | 195,2 | - | 6,81 | 625,9 | 7,13 | 2.738 |
| POCL 17-1 | 183,4 | 31,0 | 7,77 | 580,0 | 3,98 | 4.783 |
| POCL 17-2 | 183,4 | 31,0 | 7,77 | 568,7 | 3,05 | 1.755 |
| POCL 19-1 | 174,6* | 26,5 | 7,43 | 532,1 | 3,47 | 4.866 |
| POCL 19-2 | 174,6* | 26,5 | 7,43 | 544,0 | 3,44 | 4.682 |
| POCL 20-1 | 181,4 | 32,4 | 7,9 | 586,4 | 2,67 | 4.138 |
| POCL 20-2 | 181,4 | 32,4 | 7,9 | 595,5 | 4,36 | - |
| POCL 30-1 | 161,0 | 23,9 | 6,74 | 557,4 | 4,31 | 4.209 |
| POCL 30-2 | 161,0 | 23,9 | 6,74 | 557,8 | 4,96 | - |
| POCL 30-3 | 161,0 | 23,9 | 6,74 | 563,6 | 4,88 | 6.226 |

* Druckfestigkeit $f_{cm,100}$

Tabelle 3-11: Versuchsergebnisse für Serie 3 der Push-Out Versuche

| Push-Out Versuch | Betoneigenschaften | | | Auswertung der Versuche | | |
|------------------|---|--|--|-------------------------------------|-------------------------------------|---------------------------------|
| | Druckfestigkeit $f_{cm,150}$ [N/mm ²] | Biegezugfestigkeit $f_{eflm,28d}$ [N/mm ²] | Zugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ [N/mm ²] | maximale Kraft P_{max} [kN] | Duktilität δ_{uk} [mm] | Steifigkeit c_u [kN/mm] |
| POCL 24-1 | 163,7 | 23,9 | 6,74 | 324,5 | 31,67 | 1.048 |
| POCL 24-2 | 163,7 | 23,9 | 6,74 | 346,0 | 21,51 | 707 |
| POCL 26-1 | 164,0 | 23,9 | 6,74 | 294,2 | 14,92 | 1.091 |
| POCL 26-2 | 164,0 | 23,9 | 6,74 | 296,2 | 14,30 | 757 |
| POCL 32-1 | 176,9 | 30,7 | 7,74 | 546,5 | 17,53 | 2.528 |
| POCL 32-2 | 176,9 | 30,7 | 7,74 | 566,0 | 20,14 | 2.633 |
| POCL 33-1 | 182,6 | 30,7 | 7,74 | 508,6 | 10,48 | 2.569 |
| POCL 33-2 | 182,6 | 30,7 | 7,74 | 565,1 | 15,43 | 2.120 |
| POCL 35-1 | 182,6 | 30,7 | 7,74 | 494,4 | 7,23 | 2.490 |
| POCL 35-2 | 182,6 | 30,7 | 7,74 | 505,6 | 8,30 | 2.261 |
| POCL 40-1 | 197,7 | 45,7 | 8,91 | 383,8 | 15,62 | 1.490 |
| POCL 40-2 | 197,7 | 45,7 | 8,91 | 358,6 | 8,61 | 1.886 |
| POCL 41-1 | 197,7 | 45,7 | 8,91 | 394,7 | 15,38 | 1.257 |
| POCL 41-2 | 197,7 | 45,7 | 8,91 | 389,8 | 17,41 | 1.713 |
| POCL 46-1 | 193,0 | 36,5 | 10,13 | 601,2 | 18,57 | - |
| POCL 46-2 | 193,0 | 36,5 | 10,13 | 620,5 | 23,13 | - |
| POCL 47-1 | 174,4 | 18,3 | 6,19 | 439,1 | 3,24 | 2.462 |
| POCL 47-2 | 174,4 | 18,3 | 6,19 | 444,9 | 3,48 | 2.376 |

Tabelle 3-12: Versuchsergebnisse für Serie 4 der Push-Out Versuche

| Push-Out Versuch | Betoneigenschaften | | | Auswertung der Versuche | | |
|------------------|---|--|--|-------------------------------------|-------------------------------------|---------------------------------|
| | Druckfestigkeit $f_{cm,150}$ [N/mm ²] | Biegezugfestigkeit $f_{eflm,28d}$ [N/mm ²] | Zugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ [N/mm ²] | maximale Kraft P_{max} [kN] | Duktilität δ_{uk} [mm] | Steifigkeit c_u [kN/mm] |
| POCL 12-1 | 180,0 | 26,6 | 6,49 | 1.690,1 | 1,02 | 15.388 |
| POCL 12-2 | 180,0 | 26,6 | 6,49 | 1.628,5 | 1,09 | 24.478 |
| POCL 27-1 | 169,3 | 23,3 | 7,51 | 1.233,1 | 1,88 | 4.378 |
| POCL 27-2 | 169,3 | 23,3 | 7,51 | 1.315,9 | 2,09 | 5.210 |
| POCL 28-1 | 178,3 | 32,4 | 7,9 | -* | -* | -* |
| POCL 28-2 | 178,3 | 32,4 | 7,9 | -* | -* | -* |
| POCL 48-1 | 99,9 | 11,5 | 5,67 | 225,0 | 0,88 | 1.597 |
| POCL 48-2 | 99,9 | 11,5 | 5,67 | 248,9 | 1,26 | 2.350 |
| POCL 49-1 | 99,9 | 11,5 | 5,67 | 576,4 | 0,69 | 5.310 |
| POCL 49-2 | 99,9 | 11,5 | 5,67 | 588,0 | 0,77 | 3.940 |
| POPZ 1-1 | 195,0 | 32,2 | 8,56 | 354,8 | 9,83 | 1.621 |
| POPZ 1-2 | 195,0 | 32,2 | 8,56 | 377,1 | 10,45 | 1.797 |
| POPZ 2-1 | 195,0 | 32,2 | 8,56 | 951,8 | 1,72 | 3.491 |
| POPZ 2-2 | 195,0 | 32,2 | 8,56 | 932,1 | 1,59 | 3.986 |

* Versuchskörper zur Untersuchung der Faserausrichtung; kein Push-Out Versuch

Die Versuchsergebnisse der Push-Out Körper, bei denen die Betondübel isoliert waren und eine Kraftübertragung nur über Reibung und Haftverbund möglich war, sind in Tabelle 3-13 enthalten. Eine Auswertung des Tragverhaltens dieser Probekörper erfolgt in Abschnitt 3.7.2.

Tabelle 3-13: Versuchsergebnisse für Serie 5 der Push-Out Versuche

| Push-Out Versuch | Betoneigenschaften | | | Auswertung der Versuche | | |
|------------------|---|--|--|-------------------------------------|-------------------------------------|---------------------------------|
| | Druckfestigkeit $f_{cm,150}$ [N/mm ²] | Biegezugfestigkeit $f_{cf1m,28d}$ [N/mm ²] | Zugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ [N/mm ²] | maximale Kraft P_{max} [kN] | Duktilität δ_{uk} [mm] | Steifigkeit c_u [kN/mm] |
| POCL 36-1 | 182,6 | 30,7 | 7,74 | 258,7 | 1,43 | 2.599 |
| POCL 36-2 | 182,6 | 30,7 | 7,74 | 293,7 | 0,82 | 3.282 |
| POCL 37-1 | 182,6 | 30,7 | 7,74 | 368,9 | 0,74 | 4.322 |
| POCL 37-2 | 182,6 | 30,7 | 7,74 | 351,1 | 0,80 | 3.961 |
| POCL 43-1 | 193,0 | 36,5 | 10,13 | 225,8 | 0,61 | 1.161 |
| POCL 43-2 | 193,0 | 36,5 | 10,13 | 239,0 | 0,52 | 2.486 |
| POCL 44-1 | 193,0 | 36,5 | 10,13 | 160,0 | 0,39 | 889 |
| POCL 44-2 | 193,0 | 36,5 | 10,13 | 153,0 | 0,82 | 1.032 |

Die Ergebnisse der in Tabelle 3-14 vorhandenen Begleitkörper zu den Verbundträgerversuchen zeigen entsprechend der unterschiedlichen Verbundleistendicken Ergebnisse, die sich analog zu denen der Serie 1 (POCL 51), der Serie 2 (POCL 52) und der Serie 3 (POCL 53) verhalten.

Tabelle 3-14: Versuchsergebnisse für Serie 6 der Push-Out Versuche (Begleitkörper zu den Verbundträgerversuchen)

| Push-Out Versuch | Betoneigenschaften | | | Auswertung der Versuche | | |
|------------------|---|--|--|-------------------------------------|-------------------------------------|---------------------------------|
| | Druckfestigkeit $f_{cm,150}$ [N/mm ²] | Biegezugfestigkeit $f_{cf1m,28d}$ [N/mm ²] | Zugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ [N/mm ²] | maximale Kraft P_{max} [kN] | Duktilität δ_{uk} [mm] | Steifigkeit c_u [kN/mm] |
| POCL 51-1 | 198,5 | 27,4 | 8,61 | 996,4 | 1,53 | 4.415 |
| POCL 51-2 | 198,5 | 27,4 | 8,61 | 951,1 | 1,45 | 4.684 |
| POCL 52-1 | 202,5 | 35,5 | 7,54 | 557,9 | 5,60 | 2.879 |
| POCL 52-2 | 202,5 | 35,5 | 7,54 | 515,2 | 5,08 | 3.738 |
| POCL 53-1 | 197,7 | 30,8 | 8,12 | 380,9 | 16,19 | 1.669 |
| POCL 53-2 | 197,7 | 30,8 | 8,12 | 374,7 | 15,70 | 1.869 |

3.3.3 Optische Messungen mit Pontos

Wie bereits im Abschnitt 3.2.4 erläutert wurde, werden beim optischen Messsystem Pontos in jeder Stufe die aktuellen Koordinaten der Messmarken ermittelt. Über den Vergleich mit dem unverformten Ausgangszustand können daraus für alle Messmarken die Gesamt- und Relativverschiebungen in alle Raumrichtungen ermittelt werden. Da die Messmarken so aufgeklebt wurden, dass die Auswertungen analog zu denen der Wegaufnehmer auf der Versuchskörpervorderseite (vgl. Abbildung 3.8, rechts) möglich waren, konnten mit Hilfe von Pontos ebenfalls die Last-Verformungskurven für den oberen δ_o und unteren Schlupf δ_u sowie die Abhebekennlinien für die horizontale Verschiebung AO, BO, AU und BU ermittelt werden. Aus diesem Grund wurde

bei Durchführung einer optischen Messung mit Pontos bei einigen Versuchskörpern auf die konventionellen Wegaufnehmer zur Messung von AO bis BU sowie δ_u verzichtet.

Die mit Hilfe von Pontos optisch ermittelten horizontalen Verschiebungen AO bis BU sind im Anhang A.3 für jeden Versuchskörper abgedruckt, bei dem eine Pontosmessung durchgeführt wurde. Außerdem wurden die unteren Steifigkeiten c_u immer aus den Ergebnissen von Pontos ermittelt, sofern keine unteren Wegaufnehmer vorhanden waren.

Am Beispiel der Versuchskörper POCL 41-2, einem Körper mit Stahlversagen, und POCL 45-1, bei dem ein Betonversagen aufgetreten ist, können die prinzipiellen Ergebnisse des optischen Messsystems Pontos erläutert werden. In Abbildung 3.11 ist der Vergleich der konventionell und optisch ermittelten Kraft-Verformungskurven für diese beiden Versuchskörper dargestellt. Auf der linken Seite ist für POCL 41-2 zu erkennen, dass die Wegmessung mit Pontos identische Ergebnisse wie die Wegaufnehmer liefert. Beim Versuchskörper POCL 45-1 sind die Abweichungen zwar etwas größer, die Übereinstimmung ist jedoch immer noch sehr gut. Darüber hinaus fällt in diesem Diagramm auf, dass der Schlupf δ_u etwas kleiner ist als der Schlupf δ_o , was auf die Stauchung des Stahlkörpers im oberen Bereich zwischen der Befestigung der Wegaufnehmer an der Kopfplatte und der Messstelle am Beton zurückzuführen ist. Die Ermittlung der charakteristischen Duktilität aus den oberen Wegaufnehmern ergibt $\delta_{uk} = 2,04$ mm. Aus den unteren Wegaufnehmern resultiert $\delta_{uk} = 1,71$ mm. Beim Push-Out Körper POCL 41-2 ist der Unterschied in den Kurvenverläufen wegen der deutlich geringeren Stauchungen kaum zu erkennen. Hinsichtlich der charakteristischen Duktilität gibt es keine Unterschiede. Aufgrund des selbst beim POCL 45-1 noch verhältnismäßig geringen Einflusses erfolgt die Auswertung der Duktilität für alle Versuchskörper einheitlich mit den Schlupfwerten der oberen Wegaufnehmer.

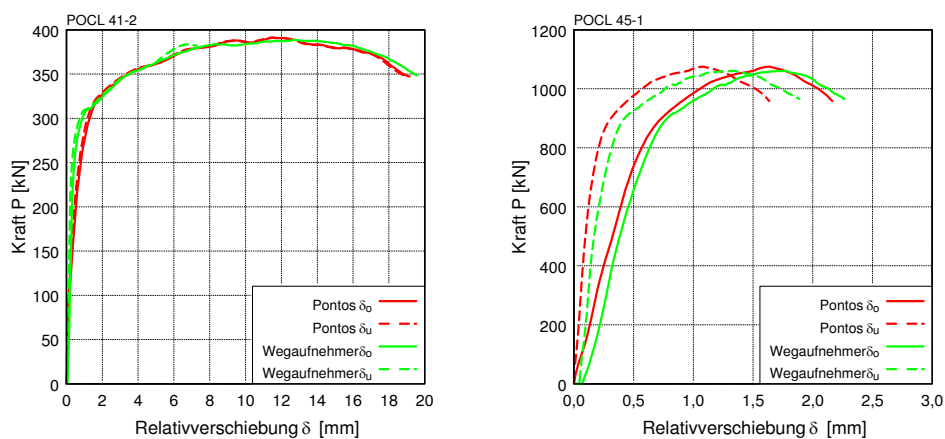


Abbildung 3.11: Vergleich der Kraft-Verformungskurven aus den Wegaufnehmern mit Pontos; POCL 41-2 (links) und POCL 45-1 (rechts)

Die Stauchung des Stahlelements wurde mit Hilfe der auf dem Stahlelement und an der Kopfplatte befestigten Messmarken genauer untersucht, indem die in Abbildung 3.12 (links) dargestellten Verschiebungen zwischen den Messmarken ausgewertet wurden. Diese sind immer auf Höhe der Stahldübel auf das Stahlelement geklebt worden. Lediglich die beiden oberen Messmarken sind über Winkel direkt an der Kopfplatte befestigt, so dass dies der Anbringung der Wegaufnehmer an der Kopf-

platte entspricht. Im Bereich mit der Bezeichnung Stahl 1 befindet sich nur eine geringe, über Reibung eingetragene Kraft im Stahlelement, während im Bereich Stahl 5 die volle Kraft im Stahlkörper vorhanden ist. Dementsprechend verhält sich auch die vertikale Relativverschiebung in Abbildung 3.12 (rechts). Je weiter oben die Relativverschiebung gemessen wird, desto größer ist diese. Über die gesamte Höhe staucht sich das Stahlelement bei Versuchskörpern mit hohen Lasten (Betonversagen) um maximal 0,6 mm.

Zusammenfassend kann also festgehalten werden, dass die wirkliche Relativverschiebung zwischen Stahl und Beton dem unten gemessenen Schlupf δ_u entspricht. Allerdings sind die Unterschiede bei der Auswertung der charakteristischen Duktilität δ_{uk} zwischen den oberen und unteren Wegaufnehmern sogar bei reinem Betonversagen mit den höchsten Lasten sehr gering, so dass im Rahmen der vorliegenden Arbeit die charakteristische Duktilität δ_{uk} für alle Versuchskörper einheitlich mit Hilfe der oben liegenden Wegaufnehmer aus dem Schlupf δ_o ermittelt wurde.

Im Gegensatz zur Duktilität ist der Einfluss der Lage der Wegaufnehmer auf die Auswertung der Steifigkeiten deutlicher. Hier gibt es teilweise große Unterschiede zwischen den Steifigkeiten c_o und c_u , weswegen für alle Auswertungen im Rahmen dieser Arbeit die höhere, untere Steifigkeit verwendet wird. Beide Steifigkeiten sind jedoch in Anhang A.3 für jeden Versuchskörper angegeben.

Ein Vergleich der beiden Messverfahren zum Abheben des Betons, also zur horizontalen Relativverschiebung zwischen Stahl und Beton, ist für die oberen Messstellen AO und BO für POCL 41-2 und POCL 45-1 in der Abbildung 3.13 dargestellt. Abbildung 3.14 zeigt diesen Vergleich für die unteren Messstellen (AU und BU). Aus den Diagrammen ist wiederum die gute Übereinstimmung der optischen und konventionellen Messergebnisse zu erkennen. Im linken Diagramm der Abbildung 3.13 sind die Kurven der Wegaufnehmer nur bis zu Verschiebungen von 1,5 mm bzw. 2,0 mm vorhanden, da die Wegaufnehmer dann den Messbereich verließen. Anhand der optischen Messung kann der weitere Verlauf jedoch nachvollzogen und das Abheben über die gesamte Versuchsdauer beobachtet werden.

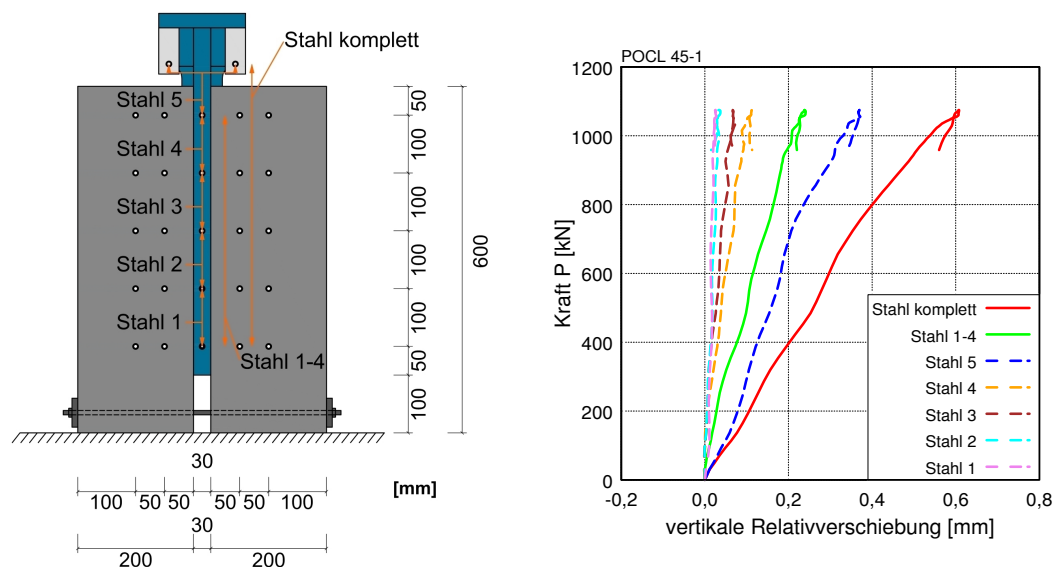


Abbildung 3.12: Auswertungsstellen und Ergebnisse der Stauchung des Stahlelements

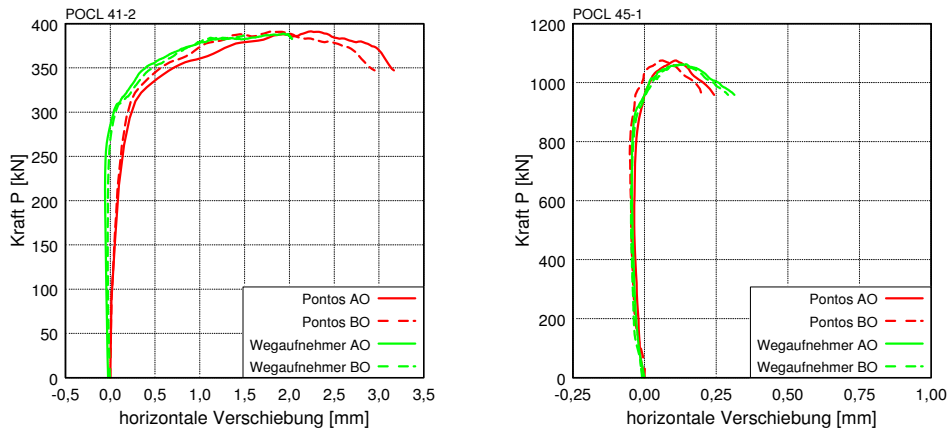


Abbildung 3.13: Horizontale Verschiebungen der oberen Wegaufnehmer für POCL 41-2 (links) und POCL 45-1 (rechts)

Aus dem Diagramm für den Push-Out Körper POCL 45-1 (Abbildung 3.13, rechts) ist deutlich zu erkennen, dass es für Lasten bis etwa 1.000 kN zu einer horizontalen Stauchung des Betons im oberen Bereich kommt. Im Gegensatz dazu weisen die unteren Wegaufnehmer in Abbildung 3.14 (rechts) bereits von Beginn an positive horizontale Verschiebungen auf. Die gleiche Systematik lässt sich, wenn auch weniger ausgeprägt, auch für den Versuchskörper POCL 41-2 beobachten. Die Erklärung hierfür liegt in der exzentrischen Auflagerung, die im oberen Bereich der Versuchskörper horizontale Druck- und im unteren horizontale Zugkräfte erzeugt. Mit zunehmender vertikaler Relativverschiebung kommt es jedoch bei beiden Versuchskörpern zu der, aufgrund der Form der CL-Verbunddübelleiste, kinematisch notwendigen Verschiebung der Betonscheiben nach außen.

Die globale Bewegungsrichtung und das Verschieben der Scheiben nach außen lassen sich mit Hilfe der Pontos Software auch in Form von Verschiebungsfeldern visualisieren. Diese Verschiebungsfelder sind in Abbildung 3.15 für beide Versuchskörper zu unterschiedlichen Zeitpunkten dargestellt. Die eingezeichneten Verschiebungsvektoren beziehen sich auf die Kopfplatte des Versuchskörpers, die als Fixpunkt definiert wurde. Wie zu erwarten, weist der Versuchskörper mit Stahlversagen (linke Darstellung) eine deutlichere Verschiebung nach außen auf als derjenige mit Betonversagen.

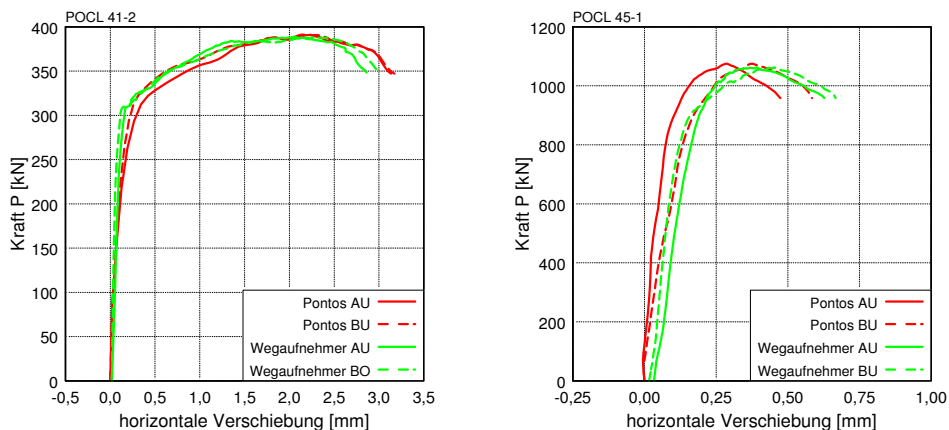


Abbildung 3.14: Horizontale Verschiebungen der unteren Wegaufnehmer für POCL 41-2 (links) und POCL 45-1 (rechts)

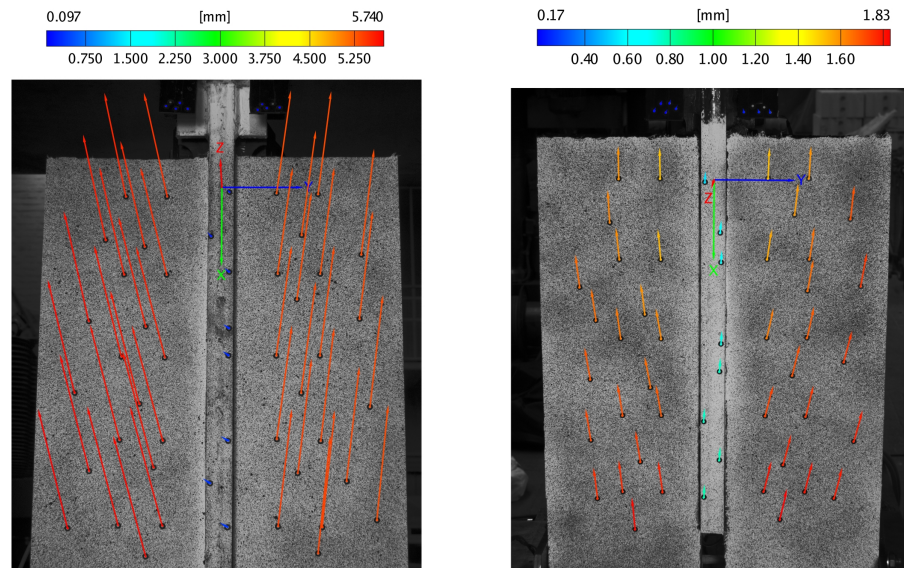


Abbildung 3.15: Verschiebungsfelder des POCL 42-1 (links) und POCL 45-1 (rechts)

Die horizontalen Verschiebungen der Betonscheiben nach außen treten in Abhängigkeit des Versagenskriteriums, der vertikalen Relativverschiebungen, der Lagerungsbedingungen und weiterer Einflussfaktoren in unterschiedlichen Größenordnungen auf. In Anhang A.3 ist daher der mit den konventionellen und optischen Messungen ermittelte Verlauf des Abhebens der Betonscheibe vom Stahl (Verschiebungen AO bis BU) für jeden gemessenen Versuchskörper dargestellt.

3.3.4 Optische Messungen mit Aramis

Mit Hilfe des Programms Aramis kann über die Darstellung der Hauptformdehnungen die Rissbildung an der Versuchskörperoberfläche visualisiert werden. In Abbildung 3.16 sind die Auswertungen der Hauptformdehnungen bei verschiedenen Lastniveaus für einen Versuchskörper mit typischer Rissbildung bei Spaltversagen (POCL 11-1) dargestellt. Die zugehörige Kraft-Verformungskurve befindet sich oben links in dieser Abbildung. Mit den roten Kreisen sind die Zeitpunkte markiert, zu denen die Rissdarstellungen gehören. Bis zur Maximallast (Abbildung 3.16, rechts oben) sind keine Risse erkennbar. Die vereinzelt vorliegenden roten oder schwarzen Punkte entsprechen der Lage der Messmarken, die bei der Auswertung der Hauptformdehnungen eine Störung verursachten. Auf eine manuelle Korrektur wurde hierbei verzichtet. Zum Zeitpunkt der Maximallast ist lediglich eine Stauchung des UHPC zu erkennen, die sich als vertikale hellblaue Linie dort abzeichnet, wo zu einem späteren Zeitpunkt die Risse enden.

Die oberflächliche Entwicklung der Risse beginnt, wie aus dem Bild unten links zu erkennen, erst nachdem die maximale Traglast überschritten wurde. Mit zunehmender Verformung bildet sich dann ein typisches Rissbild aus. Im Bereich unterhalb der Mitte des Versuchskörpers sind die Risse schräg nach unten geneigt. Auf der Höhe des ersten Stahldübels von oben sind die Risse hingegen horizontal oder sogar schräg nach oben ausgerichtet. Zusätzlich resultiert aus dem Spalten des Betons ein „Aufklappen“, das vertikale Risse zur Folge hat. Entlang der zugehörigen „Klappkante“ tritt die bereits bei der Maximallast beobachtete Stauchung des UHPC in horizontale Richtung auf, die in Abbildung 3.18 noch einmal deutlicher zu erkennen ist.

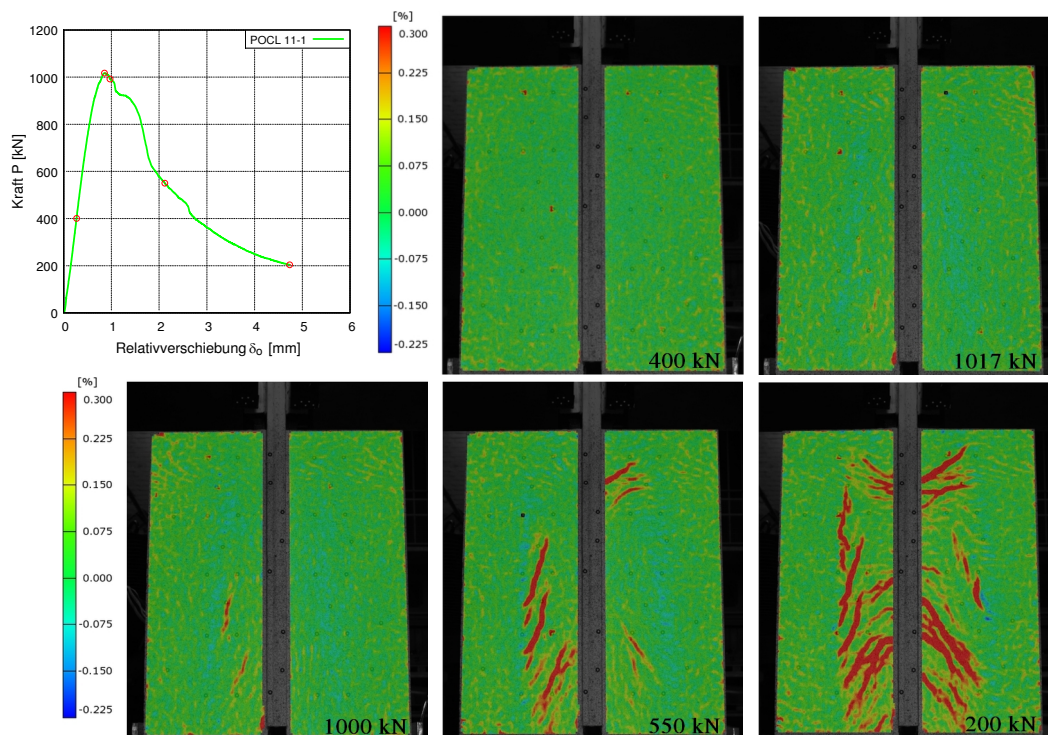


Abbildung 3.16: Kraft-Verformungskurve des POCL 11-1 und Rissbildung bei verschiedenen Laststufen (siehe Markierung im Diagramm oben links)

Die Entwicklung der Rissbildung auf der Prüfkörperoberseite ab der Maximallast und das Rissbild entsprechen dem bereits früher in Normalbeton beobachteten Verhalten von Verbunddübeln in dünnen Scheiben [GK13]. Dort wurde auch berichtet, dass sich bereits auf niedrigem Lastniveau erste Spaltrisse im Inneren des Prüfkörpers bildeten, die durch die Dickenänderung der Betonscheiben erfasst werden konnten.

Die Dickenänderung der Betonscheiben wurde ebenfalls mit Hilfe des optischen Messsystems Aramis erfasst. Diese stellt sich als eine Verschiebung der Prüfkörperoberfläche senkrecht zur Scheibenebene dar und ist in Abbildung 3.17 für die Maximallast (links) und das Versuchsende (Mitte) zu erkennen. Obwohl bei der Maximallast noch keine sichtbare Rissbildung vorliegt, gibt die Verschiebung senkrecht zur Scheibenebene zu diesem Zeitpunkt bereits einen deutlichen Hinweis auf Spaltrisse innerhalb des Versuchskörpers.

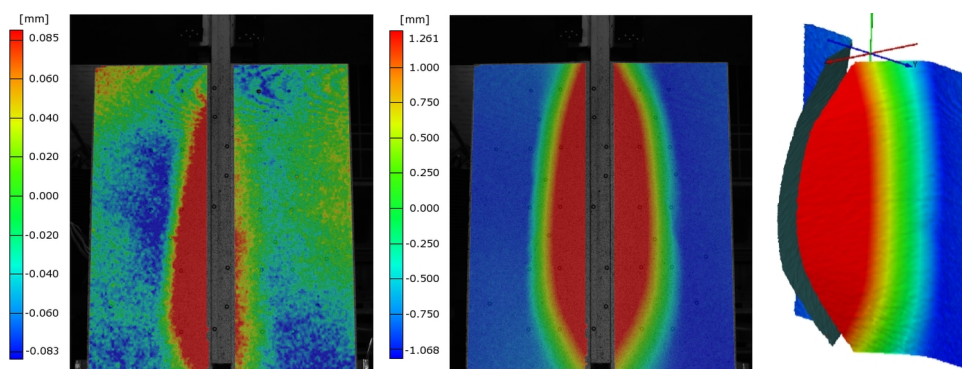


Abbildung 3.17: Verschiebung z senkrecht zur Scheibenebene beim POCL 11-1: max. Last (links) sowie letzte Stufe in normaler Ansicht (Mitte) und räumlich überhöhte Darstellung (rechts)

Bei Versuchsende liegt ein Spaltversagen vor, das nicht über die gesamte Körperbreite reicht und daher zu einem Aufklappen der Scheiben führt, wie aus der räumlichen Darstellung dieser Verschiebung in Abbildung 3.17 (rechts) zu erkennen ist. Im Gegensatz zu den Untersuchungen in Normalbeton [GK13] konnte bei der Verwendung von UHPC keine Spaltrissbildung auf einem niedrigen Lastniveau festgestellt werden. Diese trat immer erst im Bereich von 80 % bis 90 % der Maximallast auf. Allerdings wurde bei den eigenen Versuchen in der Regel auch keine konventionelle Betonstahlbewehrung verwendet, was diesen Unterschied erklärt.

Das Aufklappen der Scheiben führt zu einer Stauchung des Betons an der Klappkante, die in den beiden Darstellungen in Abbildung 3.18 deutlich zu erkennen ist. Dort sind die Dehnungen in die y-Richtung, also in horizontaler Richtung, aufgetragen. Die Stauchungen an der Klappkante sind bei genauer Betrachtung der Abbildung 3.16 (rechts) auch schon zum Zeitpunkt der maximalen Belastung vorhanden.

Die optische Auswertung der Rissbildung liefert beim Versuchskörper POCL 42-1 mit Stahlversagen erwartungsgemäß weniger Risse. Aus Abbildung 3.19 erkennt man, dass die Rissbildung erst weit nach Erreichen der maximalen Last bei einer Relativverschiebung von 16 mm einsetzt (links) und auch bei Versuchsende nur ein einziger Riss vorliegt (rechts).

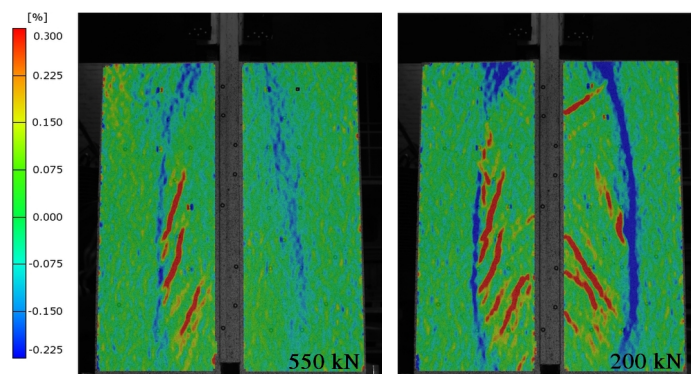


Abbildung 3.18: Dehnungen in y-Richtung (horizontal) beim POCL 11-1: bei einer Last von 550 kN (links) und bei Versuchsende (rechts)

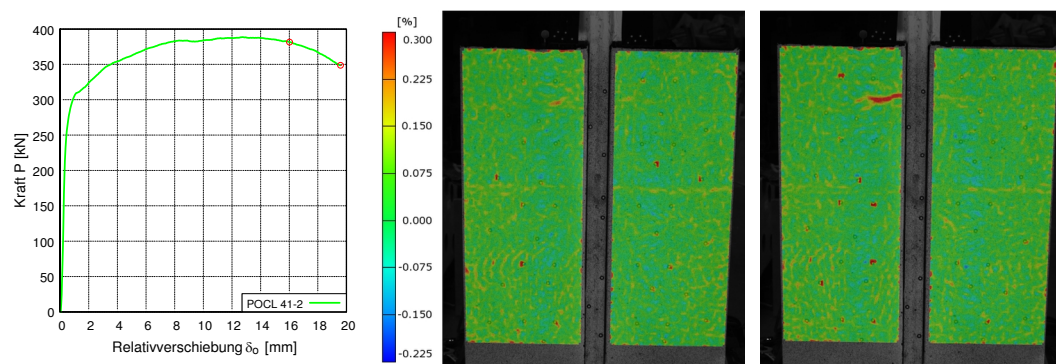


Abbildung 3.19: Dübelkennlinie (links) und Rissbildung beim POCL 42-1 sowohl bei 16 mm Verschiebung (Mitte) als auch bei Versuchsende (rechts)

Ebenso kann die geringere Betonbeanspruchung bei den Versuchskörpern mit Stahlversagen an den Auswertungen der Dehnungen in y-Richtung (Abbildung 3.20 links) und der Verschiebungen senkrecht zur Scheibenebene (Abbildung 3.20, Mitte und

rechts) erkannt werden. Die prinzipiellen Beanspruchungen des Betons sind jedoch die gleichen wie bei den Versuchskörpern mit Betonversagen.

Neben der am Versuchskörper POCL 11-1 in Abbildung 3.18 vorgestellten Rissbildung gab es bei einigen Versuchskörpern auch noch Risse im äußeren Scheibenbereich, die sich aus der Biegung der Scheiben infolge der exzentrischen Lasteinleitungen ergaben. In Anhang A.3 sind die Rissbilder (Hauptformdehnungen) jedes Versuchskörpers bei Versuchsende abgedruckt, woraus zu erkennen ist, dass diese Risse in der Regel nur bei sehr dünnen Scheiben und hohen Lasten auftraten.

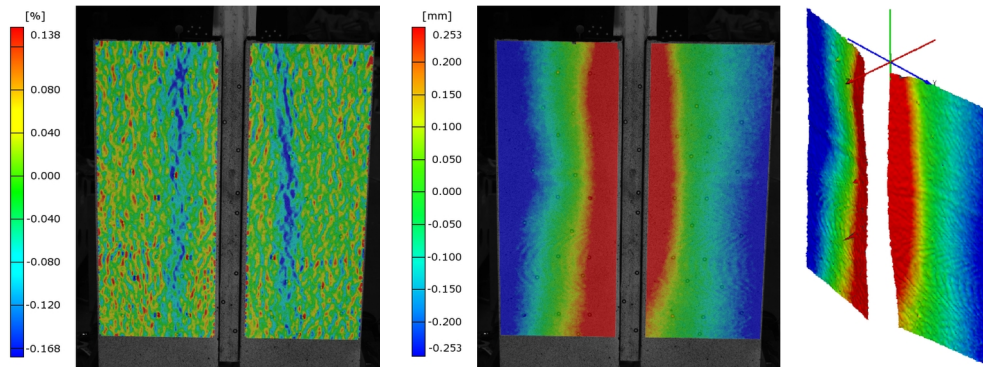


Abbildung 3.20: POCL 42-1: Dehnung in y-Richtung (links), Verformung z in der Ansicht (Mitte) und als räumliche Darstellung (rechts) jeweils bei Versuchsende

3.4 Einflüsse der Verbundmittel

3.4.1 Stahldicke

Aus den in Abschnitt 3.3.2 tabellarisch vorgestellten Ergebnissen zur maximalen Tragfähigkeit P_{max} und zur charakteristischen Duktilität δ_{uk} ist zu erkennen, dass die Stahldicke der Verbunddübelleiste einen sehr großen Einfluss auf das Tragverhalten eines Push-Out Körpers aus UHPC besitzt. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden drei unterschiedliche Blechdicken untersucht, 3 mm, 5 mm und 10 mm. In Abbildung 3.21 sind die Mittelwertkurven von drei Versuchskonfigurationen gegenüber gestellt, die bei einer vergleichbaren Streckgrenze unterschiedliche Leistendicken aufwiesen. Alle Versuchskörper wurden mit dem gleichen Beton (Mischung B5Q), der gleichen Betondicke ($t_c = 60$ mm) und ohne Bewehrung ausgeführt.

Wie zu erwarten, nimmt die maximale Traglast mit größer werdender Blechdicke zu. Gegenüber einer 3 mm dicken Verbunddübelleiste (POCL 41) wurde bei einer Blechdicke von 5 mm (POCL 30) eine um 42 % höhere Last erreicht. Bei Verwendung einer 10 mm dicken Leiste konnte die Traglast noch einmal um 66 % gesteigert werden. Die zunehmende Betonschädigung ist dafür verantwortlich, dass die Laststeigerung im Vergleich zur Änderung der Stahldicke unterproportional verläuft. Während die Versuchskörper der Konfiguration POCL 41 ein äußerst duktilen Stahlversagen aufwiesen ($\delta_{uk} = 15,4$ mm), kam es beim duktilen Versagen der Prüfkörper POCL 30 ($\delta_{uk} = 4,3$ mm) schon zu deutlichen Betonschädigungen, die eine weitere Laststeigerung verhinderten. Die Push-Out Körper mit 10 mm Blechdicke versagten schließlich sehr spröde ($\delta_{uk} = 0,9$ mm) durch Aufspalten des Betons.

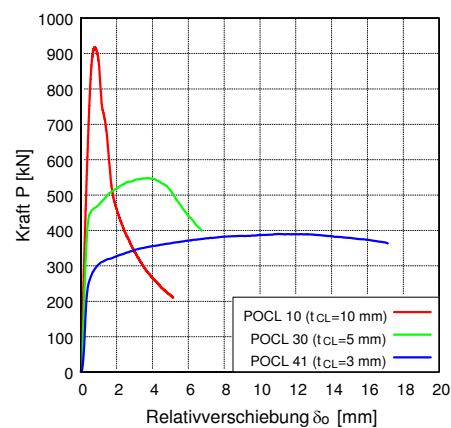


Abbildung 3.21: Vergleich von verschiedenen Stahldicken der Verbunddübelleisten

Die mit dem optischen Messsystem in Abbildung 3.22 ausgewerteten Rissbilder der drei Versuchskörper spiegeln das unterschiedliche Versagensverhalten ebenfalls wider. Im Gegensatz zu den anderen beiden Prüfkörpern ist bei POCL 10-2 eine starke Rissbildung zu erkennen.

Da die Stahldicke den größten Einfluss auf das Trag- und Versagensverhalten sowie die Versagensart besitzt, erfolgen die weiteren Auswertungen der Einflussfaktoren zumeist getrennt für die verschiedenen Stahldicken. Außerdem werden die Push-Out Körper in Abhängigkeit der Dübelkennlinie in drei Gruppen eingeteilt. Versuchskörper mit Betonversagen weisen kein oder nur ein minimales plastisches Verhalten auf, wohingegen bei den Push-Out Körpern mit Stahlversagen eine charakteristische Duktilität von mehr als 6 mm vorliegt. Zwischen diesen beiden Extremfällen liegen die Körpern mit dem gemischten Versagen.

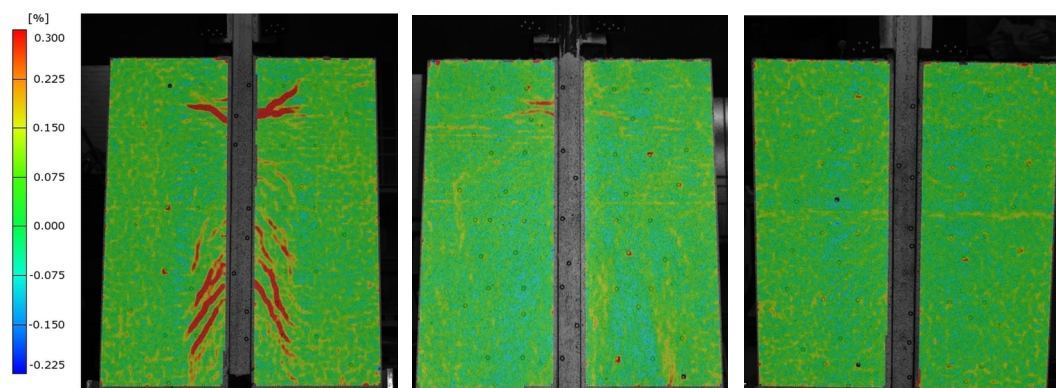


Abbildung 3.22: Rissbilder nach Versuchsende für POCL 10-2 (links), POCL 30-3 (Mitte) und POCL 41-1 (rechts)

3.4.2 Streckgrenze

Ebenso wie die Stahldicke besitzt auch die Streckgrenze der Verbunddübelleiste einen großen Einfluss auf das Tragverhalten der Verbundmittel im UHPC. Im linken Diagramm der Abbildung 3.23 sind die Ergebnisse von Versuchskörpern mit 5 mm Blechdicke dargestellt. Die Streckgrenze beeinflusst bei diesen fast nur die Duktilität. Obwohl die Versuchskörper der Konfiguration POCL 13 eine um 36% höhere

Streckgrenze aufweisen als diejenigen von POCL 15, ist die Tragfähigkeit nahezu identisch. Die Versuchskörper der Konfiguration POCL 33, deren Streckgrenze um 16 % niedriger ist als die von POCL 15, besitzen eine Traglast, die nur 8 % geringer ist. Dieses nichtlineare Verhalten lässt sich durch die mit zunehmender Streckgrenze ebenfalls zunehmenden Betonschädigungen erklären, die zu einer Reduktion der Duktilität führen. Während bei den Körpern POCL 13 ein Betonversagen vorlag, kam es bei den Stahldübeln der anderen Konfigurationen zum Plastifizieren, was an der Plateaubildung und der größeren Duktilität zu erkennen ist. Es handelt sich hierbei um ein gemischtes Versagen (POCL 15) bzw. um ein Stahlversagen (POCL 33).

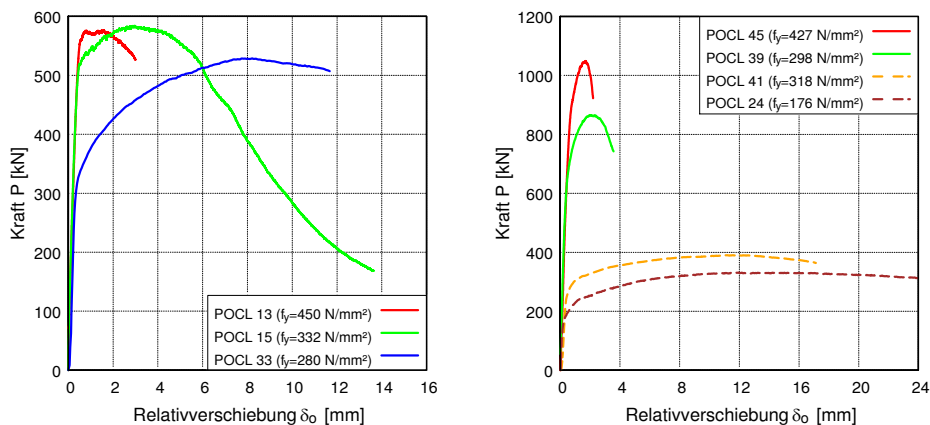


Abbildung 3.23: Einfluss der Streckgrenze auf Versuchskörper mit 5 mm Blechdicke (links) sowie 10 und 3 mm Blechdicke (rechts)

Das rechte Diagramm der Abbildung 3.23, in dem für Versuchskörper mit Blechdicken von 10 mm (POCL 39 und POCL 45) und 3 mm (POCL 24 und POCL 41) ebenfalls unterschiedliche Streckgrenzen verglichen wurden, bestätigt diese Tendenz. Die Ergebnisse der Push-Out Körper mit 10 mm Dicke zeigen, dass es mit abnehmender Streckgrenze nur zu einer geringfügigen Erhöhung der Duktilität kommt, die allerdings mit einer verminderten Traglast dieser Versuchskörper einhergeht. Der Vergleich der beiden Versuchskörper mit Stahlversagen zeigt, dass auch hier trotz der deutlich höheren Streckgrenze von POCL 41 keine entsprechende Erhöhung der maximalen Traglast zu beobachten ist. Die Versagensart der Prüfkörper mit 3 mm und 10 mm Blechdicke ändert sich im Gegensatz zur Versagensart bei den Prüfkörpern mit 5 mm Blechdicke also nicht, wenn die Streckgrenze variiert wird.

Anhand der nach der Versuchsdurchführung freigeschnittenen Verbunddübelbleiste können sowohl die Verformungen der Stahldübel als auch der Schädigungsgrad des Betons erkannt werden (vgl. Abbildung 3.24). Bei POCL 2 lag Betonversagen vor, weshalb der Stahldübel unverformt ist. Bei den Versuchskörpern POCL 30 trat ein gemischtes Versagen auf, was an der plastischen Verschiebung des Stahldübel und der gleichzeitig vorhandenen Betonschädigung zu erkennen ist. Im Dübelkernbereich ist zudem ein verdichteter Betonkeil vorhanden, der schon in [Zap01] beschrieben wurde. Aufgrund der Biegebeanspruchung ist die Oberseite des Stahldübel leicht geneigt. Bei den Push-Out Körpern POCL 24 trat ein reines Stahlversagen auf, bei dem es zum Abscheren des Stahls über einen tiefliegenden Riss kam. Die Stahldübel werden im Wesentlichen auf Schub beansprucht, weshalb die Oberseite der Dübel kaum geneigt ist. Der Beton war nach dem Versuch noch vollkommen intakt.

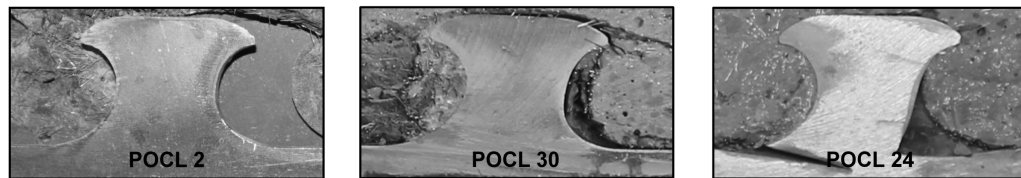


Abbildung 3.24: Vergleich der Deformationen von Stahldübeln mit unterschiedlicher Stahldicke (Belastung der Stahldübel von links)

3.4.3 Form des Verbundmittels

Zusätzlich zur Anwendung der Klothoidenleiste wurden bei insgesamt vier Push-Out Körpern Puzzleleisten verwendet. Die Körper der Konfiguration POPZ 1 wurden mit 3 mm Blechdicke und einer Streckgrenze von 293 N/mm^2 ausgeführt. Die Versuchskörper POPZ 2 mit 10 mm dicker Verbunddübelleiste wiesen eine Streckgrenze von 406 N/mm^2 auf. Wie aus Abbildung 3.25 (links) zu erkennen ist, ist die Traglast der Prüfkörper POPZ 1 in etwa so hoch wie diejenige der beiden Vergleichskörper mit Klothoidenleisten, deren Streckgrenzen nur geringfügig höher sind. Lediglich bei der Duktilität ist ein deutlicher Unterschied zu erkennen. Die Prüfkörper mit Puzzleleiste weisen eine um 36 % niedrigere Duktilität auf.

Die reduzierte Duktilität bei Stahlversagen lässt sich durch die unterschiedlichen Dübelformen erklären. Die Klothoidenform ist höher als die Puzzleform und erlaubt daher bei Schub- bzw. Biegebelastung eine größere Verschiebung zwischen Stahl und Beton. Zusätzlich kann sich die Klothoidenleiste durch den stärkeren Hinterschnitt auf der Rückseite des Stahldübeln besser auf den Beton abstützen. Die Konfiguration mit Betonversagen (POPZ 2) erreicht sowohl im Hinblick auf die Traglast als auch auf die Duktilität ähnliche Ergebnisse, wie die Versuchskörper POCL 51, die gleichzeitig betoniert wurden (vgl. Abbildung 3.25, rechts). Bei Betonversagen kommt es für beide Verbunddübelformen zu einem Spalten, woraus ein ähnliches Tragverhalten resultiert. Die höhere Traglast von POCL 45 scheint auf die höhere Betondruck- und Zugfestigkeit dieser Versuchskörper zurückzuführen zu sein.

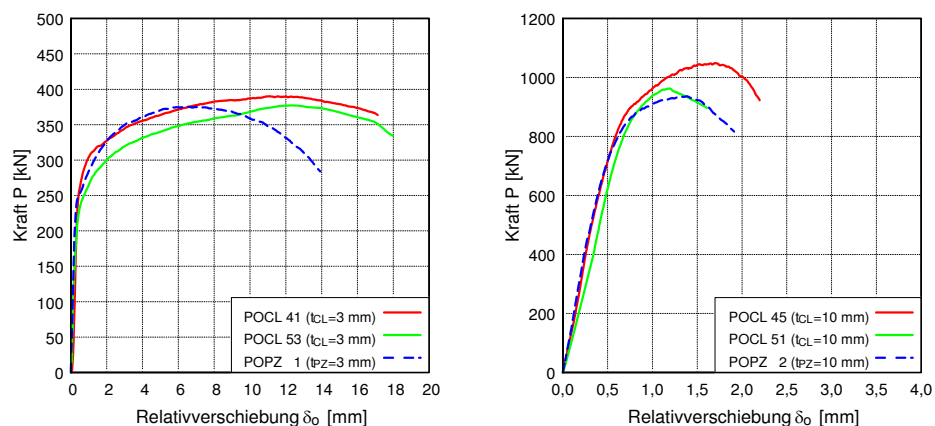


Abbildung 3.25: Vergleich von Puzzleleisten und Klothoidenleisten in Push-Out Körpern mit Stahlversagen (links) und Betonversagen (rechts)

3.5 Einflüsse des Betons und der Bewehrung

3.5.1 Betondicke

Ebenso wie die Blechdicke der Verbunddübelleiste besitzt auch die Betondicke einen großen Einfluss auf das Tragverhalten und die maximale Traglast der Push-Out Versuchskörper. Die meisten Untersuchungen erfolgten mit Betonscheibendicken von 40 mm oder 60 mm. Es gab jedoch auch Push-Out Körper mit einer Betondicke von 50 mm. Unabhängig von der Blechdicke oder sonstigen Parametern geht mit einer Reduktion der Betondicke auch immer eine Reduktion der Maximallast und der Duktilität einher. Die Veränderungen sind allerdings abhängig von der Versagensart unterschiedlich stark ausgeprägt. Für Versuchskörper mit Stahlversagen kann aus dem linken Diagramm in Abbildung 3.26 erkannt werden, dass die maximale Traglast und die Duktilität bei den dünnen Push-Out Körpern mit 40 mm Dicke (POCL 26 und POCL 40) jeweils deutlich geringer sind, als dies bei den zugehörigen Prüfkörpern mit 60 mm dicken Scheiben der Fall ist (POCL 24 und POCL 41). Dennoch liegt für alle dort abgebildeten Versuchskörper ein Stahlversagen mit einem großen charakteristischen Verformungsvermögen δ_{ik} von mehr als 6 mm vor.

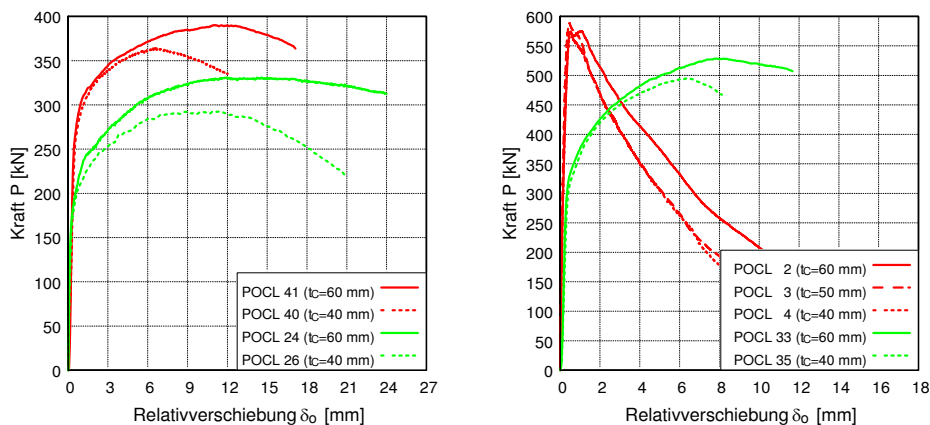


Abbildung 3.26: Einfluss der Betondicke auf Versuchskörper mit 3 mm Blechdicke (links) und 5 mm Blechdicke (rechts)

Der Vergleich der freigeschnittenen Stahldübel von POCL 24 und POCL 26 nach dem Versuch zeigt, dass es bei den dünneren Prüfkörpern zu stärkeren Betonschädigungen gekommen ist, wodurch sich die Stahldübel auf der Rückseite nicht mehr abstützen konnten. Die Oberseite des Stahldübels ist deutlich geneigt, da in diesem Fall die Kraft zum Versuchsende hin eher über Biegung als über Schub abgetragen wurde (vgl. Abbildung 3.27).

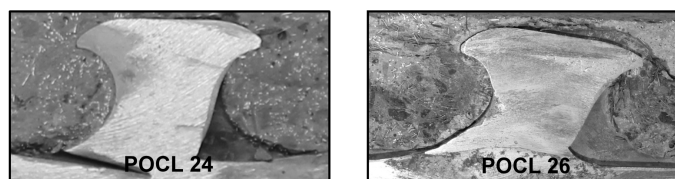


Abbildung 3.27: Vergleich der Deformationen von Stahldübeln bei unterschiedlicher Betondicke (Belastung der Stahldübel von links)

Für Versuchskörper mit 5 mm Blechdicke, die in Abbildung 3.26 (rechts) dargestellt sind, hat die Reduktion der Betondicke unterschiedliche Auswirkungen auf das Trag- und Verformungsverhalten. Hierbei lässt sich für Push-Out Körper mit einer hohen Streckgrenze und dem daraus resultierendem Betonversagen (POCL 2 bis POCL 4) nur eine geringe Reduktion der Duktilität feststellen. Demgegenüber verhalten sich die Prüfkörper mit Stahlversagen (POCL 33 und POCL 35) analog zu denen mit 3 mm Blechdicke aus Abbildung 3.26 (links).

Der Einfluss der Scheibendicke auf die Versuchskörper mit 10 mm Leistendicke wird in Abbildung 3.28 vorgestellt. Im linken Diagramm sind die Versuchskörper dargestellt, die mit der Mischung B5Q-1 betoniert wurden, während bei den Konfigurationen POCL 45 und POCL 50 im rechten Diagramm die Mischung B5Q verwendet und Maßnahmen zur Reduktion der Adhäsion getroffen wurden. Das Versagen ist bei allen Versuchskörpern spröde. Wie im Abschnitt 3.3.4 bereits erwähnt, bilden sich dabei zunächst Spaltrisse im Inneren des Prüfkörpers, die dann schließlich zur äußeren Rissbildung, verbunden mit einem Aufklappen des Betons, führen.

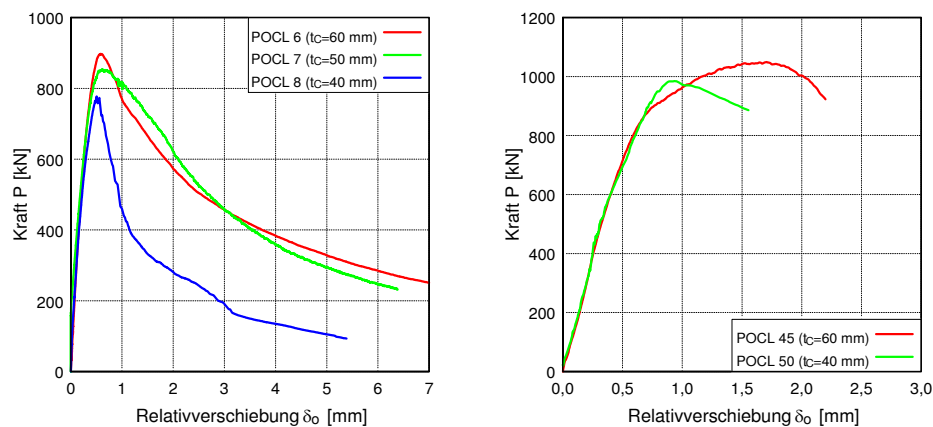


Abbildung 3.28: Einfluss der Betondicke auf Versuchskörper mit 10 mm Blechdicke für die Mischung B5Q-1 (links) und B5Q (rechts)

Die beiden Push-Out Konfigurationen mit 40 mm Scheibendicke (POCL 8 und POCL 50) weisen einen spröderen Kurvenverlauf und eine reduzierte Traglast im Vergleich zu den Prüfkörpern mit 60 mm Dicke auf. Bei diesen Versuchskörpern war kein Spalten, sondern eher ein Abscheren des Betons entlang der Dübelumrissfläche zu beobachten. In Abbildung 3.29 sind die Rissbilder der Versuchskörper POCL 8-2 (links), POCL 50-2 (Mitte) und POCL 45-2 (rechts) bei Versuchsende gegenübergestellt. Aufgrund der etwas geringeren Betonfestigkeiten konnte der Versagensmechanismus des Abscherens besonders deutlich bei den Versuchskörpern POCL 8 beobachtet werden. Der Prüfkörper POCL 50-2 weist zwar ebenfalls deutliche vertikale Risse auf, bei diesem erfolgte jedoch eine Mischung aus Spalten und Abscheren. Auffällig sind bei den beiden dünnen Versuchskörpern darüber hinaus auch noch die Risse an den Scheibenaußenseiten, die aus der Scheibenbiegung der innen, also im Bereich der Verbunddübelleiste, komprimierten UHPC-Scheibe resultieren.

Die beiden unterschiedlichen Versagensarten lassen sich ebenfalls aus Abbildung 3.30 erkennen. Dort sind Fotoaufnahmen eines Versuchskörpers mit Abscheren (links) und eines mit Spaltversagen (rechts) dargestellt.

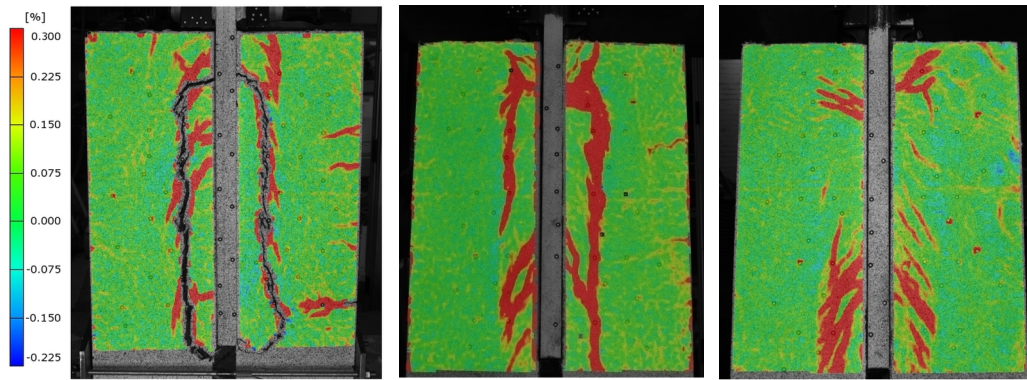


Abbildung 3.29: Rissbild bei den Push-Out Körpern POCL 8-2 (links) sowie POCL 50-2 (Mitte) mit Abscheren und POCL 45-2 mit Spaltversagen jeweils bei Versuchsende

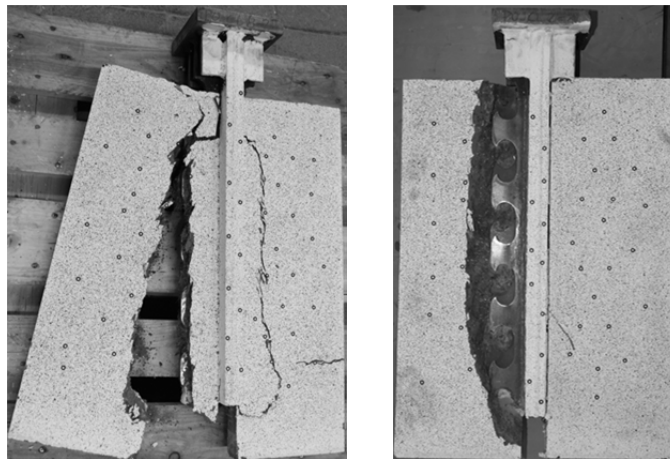


Abbildung 3.30: Push-Out Körper mit Abscherversagen (links) und Spaltversagen (rechts) nach dem Versuch

3.5.2 Betonrezeptur und Größtkorn

Die Betondruckfestigkeit variierte bei den unterschiedlichen Betonrezepturen des UHPC nur leicht. Lediglich zwischen der Mischung B5Q und B5Q-1 liegt ein deutlicher Unterschied vor, der sich allerdings aufgrund des gleichen Stahlfasergehalts nicht in der Biegezugfestigkeit widerspiegelt. In Abbildung 3.31 (links) zeigt sich nur ein geringer Unterschied zwischen diesen beiden Mischungen bei Verbunddübelleisten mit 5 mm Dicke und der Stahlgüte S355 (POCL 2 und POCL 13). Bei den Versuchskörpern mit 10 mm dicken Klothoidenleisten (Abbildung 3.31, rechts) ist zwischen diesen beiden Mischungen für die Versuchskörper POCL 6 und POCL 10 ebenfalls nur ein minimaler positiver Einfluss der höheren Druckfestigkeit des Betons B5Q erkennbar. Ein Unterschied zur Feinkornmischung M2Q-F und POCL 23 ist in dieser Darstellung gar nicht erkennbar. Im Gegensatz dazu zeigt sich im linken Diagramm von Abbildung 3.31 bei der Feinkornmischung M3Q (POCL 19) eine etwas geringere maximale Tragfähigkeit und Duktilität als beim Vergleichskörper POCL 14 aus B5Q. Da bei beiden Prüfkörpern jedoch ein gemischtes Versagen auftrat, bei dem zunächst ein Fließen des Stahls und dann eine Betonschädigung beobachtet wurden, streuten die Ergebnisse dieser Prüfkörper deutlich. Die verminderte Tragfähigkeit lässt sich daher nur bedingt auf die etwas geringere Betondruck- und Zugfestigkeit der Feinkornmischung M3Q zurückführen.

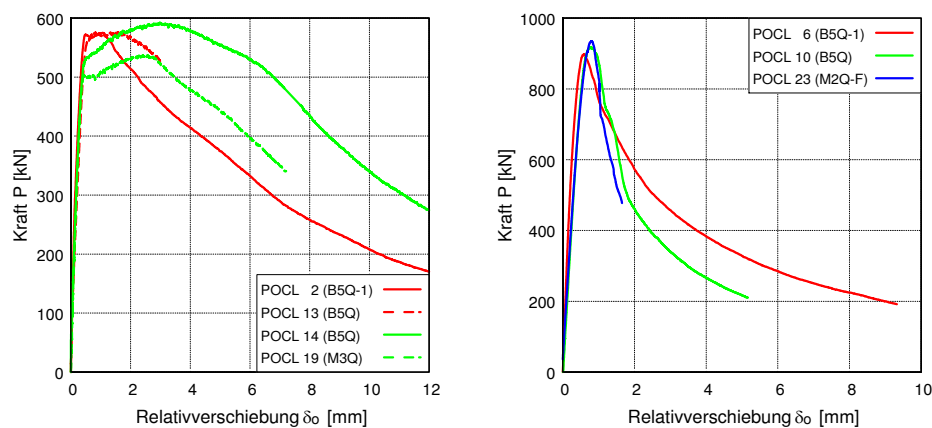


Abbildung 3.31: Last-Verformungskurven von Push-Out Körpern mit unterschiedlichen Betonrezepturen und einer Leistendicke von 5 mm (links) sowie 10 mm (rechts)

Es stellt sich demnach heraus, dass bei ansonsten gleichen Materialeigenschaften die Feinkornmischungen (M2Q-F und M3Q) im Push-Out Versuch die gleichen Traglasten wie die Grobkornmischungen liefern. Auch der Einfluss einer reduzierten Druckfestigkeit bei den Versuchskörpern mit der Mischung B5Q-1 führt nur zu einer geringfügig verminderten Tragfähigkeit, da es nicht zum lokalen Druckversagen im Dübelkernbereich kommt und die Biegezugfestigkeit durch den Einsatz der Stahlfasern etwa auf dem gleichen Niveau ist wie bei der Mischung B5Q.

3.5.3 Stabstahlbewehrung

Alle Push-Out Körper mit Bewehrung wurden, wie in Abbildung 3.5 und Anhang A.2 dargestellt, mit einem Bügel Ø6 mm je Betondübel ausgeführt. Durch die Verwendung von konventioneller Stabstahlbewehrung sollte die Tragfähigkeit gesteigert werden, indem die Spaltzugkräfte im Beton durch die Bewehrung aufgenommen werden. Aufgrund der beengten Platzverhältnisse konnte diese Bewehrung nur in Versuchskörpern mit Scheibendicken von 60 mm angeordnet werden. Wie erwartet wirkte sich die Betonstahlbewehrung bei den Konfigurationen mit Betonversagen stärker auf die Duktilität aus, als dies bei Stahlversagen der Fall war (vgl. Abbildung 3.32).

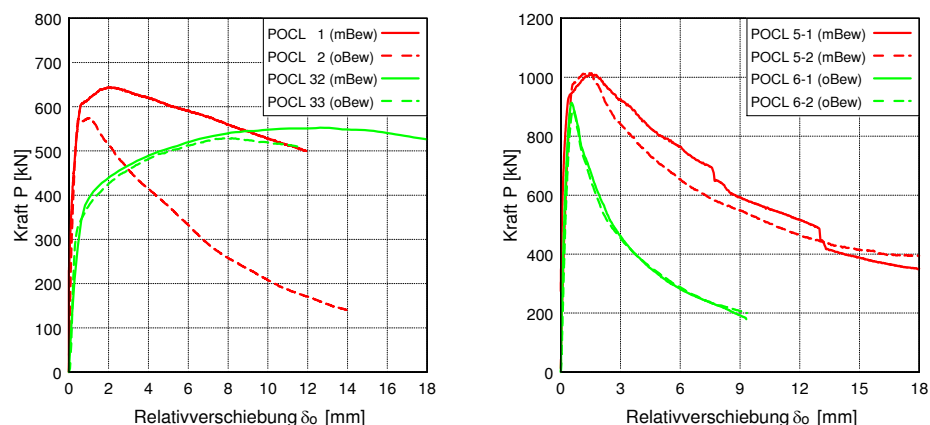


Abbildung 3.32: Vergleich von Versuchskörpern mit (mBew) und ohne (oBew) Stabstahlbewehrung für Verbunddübelleisten mit 5 mm Dicke (links) und 10 mm Dicke (rechts)

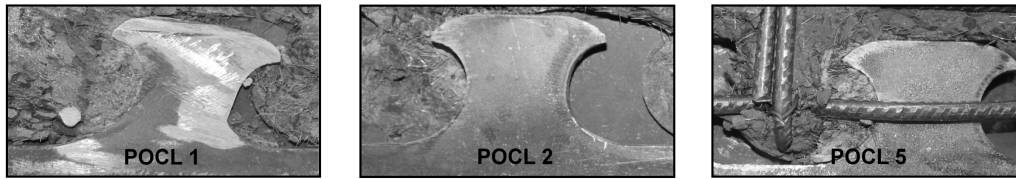


Abbildung 3.33: Schädigungen des Beton- und Stahldübel bei Versuchskörpern mit und ohne Bewehrung (Belastung der Stahldübel von links)

Bei den Versuchskörpern mit Betonversagen nimmt die Bügelbewehrung einen Teil der Spaltzugkräfte auf und behindert das Aufspalten der Betonscheiben, was zu einer erhöhten Tragfähigkeit und einem langsameren Abfallen der Dübelkennlinie nach der Spaltrissbildung führt. Wie aus Abbildung 3.33 zu erkennen ist, wiesen die Versuchskörper der Konfiguration POCL 1 mit 5 mm Blechdicke eine plastische Verformung der Stahldübel bei gleichzeitiger Schädigung des Betons auf. Demgegenüber wurde bei den Versuchskörpern POCL 2 ohne Bewehrung ein reines Betonversagen beobachtet. Die Push-Out Körper POCL 5 mit 10 mm Blechdicke und Betonstahlbewehrung versagten weniger duktil als POCL 1. Hier bildeten sich im Betondübel rund um die Bügelbewehrung starke Schädigungen aus. Nur der Betonkeil und der Betondübelbereich, der von der Bügel- und Längsbewehrung eingefasst war, blieben intakt.

3.5.4 Stahlfaserbewehrung

Der Einfluss der Stahlfaserbewehrung auf das Tragverhalten der Push-Out Körper wurde sowohl bei Versuchskörpern mit Stahl- als auch mit Betonversagen untersucht, indem der Stahlfasergehalt variiert wurde. In Abbildung 3.34 (links) sind die Konfigurationen POCL 33 (2,5 Vol.-%, $f_{ctm,28d} = 7,7 \text{ N/mm}^2$) und POCL 47 (0,9 Vol.-%, $f_{ctm,28d} = 6,2 \text{ N/mm}^2$) gegenübergestellt. Bei beiden wurde die Mischung B5Q und eine Verbunddübelleiste mit einer Blechdicke von 5 mm ($f_{y,CL} = 280 \text{ N/mm}^2$) verwendet. Daher ergab sich beim üblichen Stahlfasergehalt von 2,5 Vol.-% ein sehr duktileres Tragverhalten. Die Reduktion der Stahlfasermenge führte jedoch offensichtlich zu einer verringerten Tragfähigkeit des Betons, weshalb sich nach dem anfänglichen Fließen des Stahls schließlich ein Betonversagen mit dem charakteristischen, steil abfallenden Kurvenverlauf ergab.

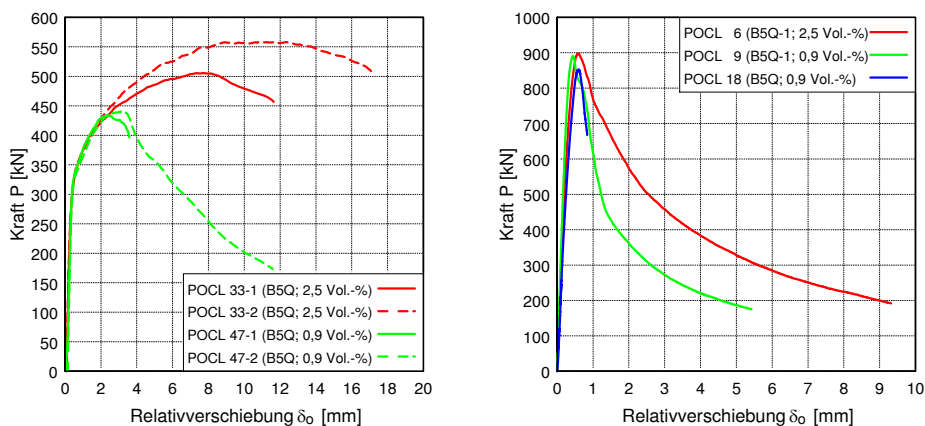


Abbildung 3.34: Push-Out Versuchskörper mit verschiedenen Stahlfasergehalten und einer Verbunddübelleistendicke von 5 mm (links) und 10 mm (rechts)

Der verminderte Stahlfasergehalt führte trotz der ähnlichen Zugfestigkeiten der beiden Mischungen zu einer deutlichen Änderung im Tragverhalten der Versuchskörper. Der Vergleich der Biegezugfestigkeiten (vgl. Tabelle 3-11) zeigt hingegen, dass die Prüfkörper mit reduziertem Fasergehalt nur 60% der Biegezugfestigkeit der Prüfkörper mit üblichem Fasergehalt erreichen. Über die Biegezugfestigkeit lässt sich der Einfluss der Faserbewehrung demnach für die Versuchskörper mit Stahlversagen besser beschreiben.

Bei den Versuchskörpern mit 10 mm Blechdicke und Betonversagen (Abbildung 3.34, rechts) ändert sich die Last-Verformungskurve trotz unterschiedlicher Zug- und Biegezugfestigkeiten (vgl. Tabelle 3-9) nur geringfügig. Allerdings weisen die Versuchskörper mit weniger Stahlfasern nach Erreichen der Höchstlast ein spröderes Verhalten auf.

Insgesamt waren die gemessenen Zugfestigkeiten bei den meisten direkten Zugversuchen verglichen mit den z.B. in [Leu07] angegebenen Zugfestigkeiten für UHPC mit dem gleichen Fasergehalt und der gleichen Fasergeometrie eher gering. Dies könnte beispielsweise durch eine leicht exzentrische Belastung der Zugprobekörper oder eine geringere Verbundspannung zwischen Faser und Betonmatrix bei abweichender Zusammensetzung des UHPC begründet sein. Die gemessenen Zugfestigkeiten lagen meistens in der Größenordnung, die sich nach [Leu07] und [Feh+13] für die theoretische, reine Matrixzugfestigkeit mit $f_{cm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{(2/3)}$ ergibt.

3.5.5 Hochfester Beton

Im Rahmen des Versuchsprogramms wurden vier Versuchskörper mit hochfestem Beton der Festigkeitsklasse C80/95 hergestellt. Diese Probekörper wiesen eine Druckfestigkeit $f_{cm,100} = 105 \text{ N/mm}^2$ und eine Zugfestigkeit $f_{ctm,28d} = 5,7 \text{ N/mm}^2$ auf, die etwa in der Größenordnung der Prüfkörper mit 0,9 Vol.-% Stahlfasern lag. Eine Konfiguration (POCL 48) wurde mit einer Blechdicke von 3 mm ($f_{y,CL} = 293 \text{ N/mm}^2$) ohne Bewehrung und die andere (POCL 49) mit einer Blechdicke von 10 mm ($f_{y,CL} = 406 \text{ N/mm}^2$) und zusätzlicher Stabstahlbewehrung hergestellt. Hierdurch sollte sowohl das Betonversagen als auch das Stahlversagen im Vergleich zu Versuchskörpern aus UHPC untersucht werden. Wie aus den beiden Diagrammen der Abbildung 3.35 zu erkennen ist, fielen sowohl die Traglasten als auch die Duktilität deutlich hinter denen der Vergleichskörper aus UHPC der Mischung B5Q zurück.

Vor allem bei den Versuchskörpern mit einer 10 mm dicken Verbunddübelleiste kann die Tragfähigkeit der unbewehrten Versuchskörper POCL 45 durch die bewehrten Versuchskörper mit hochfestem Beton POCL 49 bei weitem nicht erreicht werden. Bei diesen Versuchskörpern konnten im Dübelkernbereich Druckschädigungen des kompaktierten, hochfesten Betons festgestellt werden. Die Versuchskörper, bei denen eigentlich Stahlversagen maßgebend werden sollte (POCL 48), wiesen ebenfalls ein Spaltversagen des Betons auf, wodurch sich das spröde Tragverhalten erklären lässt.

Im Vergleich zu anderen Prüfkörpern aus UHPC lagen bei den Prüfkörpern aus hochfestem Beton verhältnismäßig hohe Werte bei der Betondruck- und Betonzugfestigkeit vor. Das Verhalten der Versuchskörper mit hochfestem Beton ist jedoch spröder als das derjenigen aus UHPC und das Versagen tritt auf einem deutlich niedrigeren Lastniveau auf.

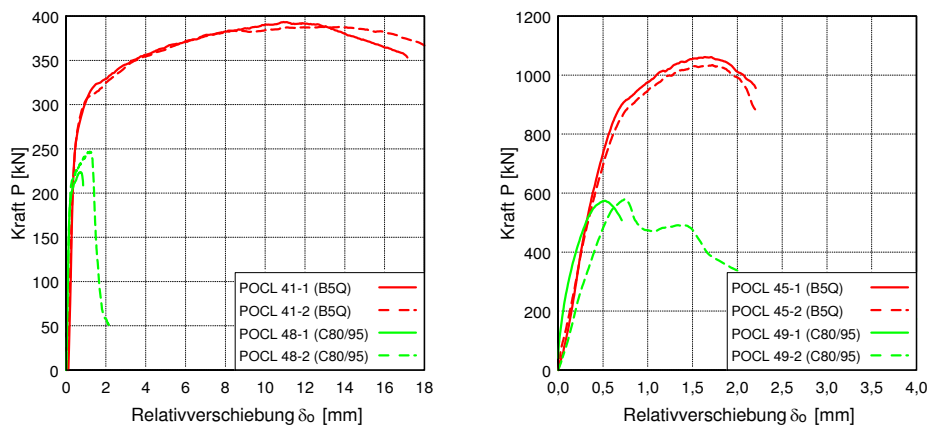


Abbildung 3.35: Last-Verformungskurven von Push-Out Körpern mit hochfestem (C80/95) und ultrahochfestem Beton (B5Q) sowie Verbunddübeln mit 3 mm Dicke (links) und 10 mm Dicke (rechts)

Da die Stahlfasern, wie in Abschnitt 3.5.4 beschrieben, einen wesentlich Einfluss auf das Tragverhalten besitzen, der sich jedoch in der zentrischen Zugprüfung nicht direkt widerspiegelt, wurden an Balken (150 mm / 150 mm / 700 mm) ergänzende Biegezugprüfungen unter 4-Punkt-Biegebelastung durchgeführt. Dabei hat sich gezeigt, dass die Biegezugfestigkeit des hochfesten Betons ($f_{ctm,150} = 7,02 \text{ N/mm}^2$) nicht einmal halb so groß ist wie die des UHPC ($f_{ctm,150} = 15,08 \text{ N/mm}^2$) mit der Mischung B5Q. Der Einfluss der Stahlfaserbewehrung ist in diesen Ergebnissen also deutlich zu erkennen.

3.6 Einflüsse aus der Vorbehandlung und Betonage

3.6.1 Verwendung von Fett zur Minimierung der Adhäsion

Da die Adhäsion bei der Bemessung von Verbundtragwerken nach Eurocode 4 [DIN10c] nicht bei der Bemessung angesetzt werden darf, sollte bei Abscherversuchen die Haftung in der Verbundfuge in der Regel durch Einfetten der Fuge oder durch andere geeignete Maßnahmen minimiert werden. Zusätzlich sind vor der eigentlichen Versuchsdurchführung 25 Lastwechsel mit einer Unterlast von 5% und einer Oberlast von 40% der erwarteten Höchstlast vorgesehen, um den verbliebenen Haftverbund zu lösen.

Da unter anderem in [Juh11] jedoch gezeigt werden konnte, dass die Adhäsion beim UHPC größer ist als bei Normalbeton, wurden einige Prüfkörper abweichend von den Vorschlägen des Eurocode 4 hergestellt, um die Größenordnung der Adhäsion sowie gegebenenfalls die Einflussfaktoren auf diese ermitteln zu können. Im linken Diagramm der Abbildung 3.36 sind die Dübelkennlinien der Konfigurationen POCL 14 und POCL 15 sowie des Prüfkörpers POCL 30-3 abgedruckt, die alle mit dem gleichen Stahl ausgeführt und vor der Betonage nicht eingefettet wurden. Außerdem erfolgte keine zyklische Vorbelastung dieser Versuchskörper. Der Unterschied zu den Prüfkörpern POCL 30 und POCL 52, bei denen Fett verwendet wurde und die zyklisch vorbelastet wurden, ist deutlich sichtbar. Aus den Versuchsergebnissen ist zu erkennen, dass die Adhäsion sowie eine eventuelle Makroverzahnung bis zu einer Größenordnung von 550 kN und damit bis hin zur maximalen Traglast wirksam zu sein scheinen.

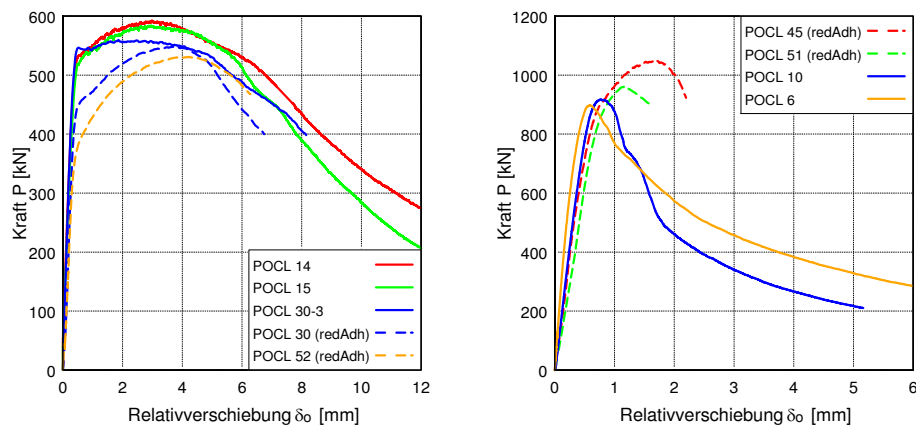


Abbildung 3.36: Vergleich von Versuchskörpern mit Verwendung von Fett zur Reduzierung der Adhäsion (redAdh) und ohne für Verbunddübelleisten mit 5 mm Dicke (links) und 10 mm Dicke (rechts)

Die in Abbildung 3.36 (rechts) vorgestellten Ergebnisse für Verbunddübelleisten mit 10 mm Dicke zeigen, dass eine reduzierte Adhäsion zu einer etwas geringeren Steifigkeit im Anfangsbereich und zu größeren Verformungen bei der Maximallast führt. Die unterschiedlichen Höchstlasten sind auf verschiedene Betonmischungen zurückzuführen.

3.6.2 Stahlfaserorientierung und Betonagerichtung

Zur Untersuchung des Einflusses der Betonagerichtung (liegend oder stehend) auf die Stahlfaserausrichtung erfolgte zunächst die Überprüfung des Trag- und Verformungsverhaltens von unterschiedlich hergestellten Versuchskörpern. Der Vergleich der Push-Out Körper mit 2,5 Vol.-% Stahlfasern (POCL 10 und POCL 11) sowie mit 0,9 Vol.-% (POCL 9 und POCL 18) lieferte dabei keine erkennbaren Unterschiede im Hinblick auf die Duktilität oder die Tragfähigkeit (vgl. Abbildung 3.37, links).

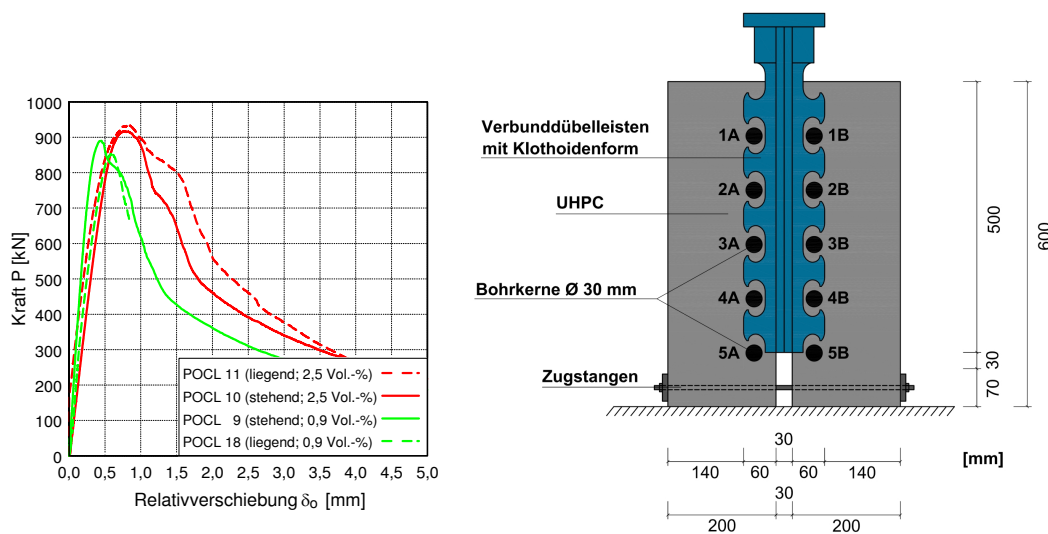


Abbildung 3.37: Vergleich von liegend und stehend betonierten Versuchskörpern (links) sowie Position und Bezeichnung der Bohrkerne bei den Versuchskörpern POCL 28 (rechts)

Eine genauere Überprüfung der Stahlfaserorientierung und -anzahl erfolgte anhand der Versuchskörper POCL 28-1 und POCL 28-2. Wie aus Abbildung 3.37 (rechts) zu erkennen ist, wurden dazu sowohl aus dem stehend betonierten Probekörper (POCL 28-1) als auch aus dem liegend betonierten Probekörper (POCL 28-2) je 10 Bohrkerne mit einem Durchmesser von 30 mm und einer Höhe von 60 mm genau aus der Mitte der Betondübel entnommen.

Die Bezeichnung der Bohrkerne ergibt sich aus der fortlaufenden Nummerierung von oben nach unten und der Angabe, ob der Bohrkern aus Scheibe A oder B entnommen wurde. Der Betonagevorgang erfolgte aus der gleichen Betoncharge identisch zum Vorgehen bei den anderen Versuchskörpern. Lediglich auf die Abschirmung des untersten Dübels wurde verzichtet, um eine größere Anzahl Bohrkerne zu erhalten.

Bei der liegenden Betonage wurden die Prüfkörper nicht gerüttelt und der Beton gleichmäßig von oben eingefüllt. Die Betonage- und Fließrichtung bei den stehend betonierten Prüfkörpern ist von oben nach unten. Wenn eine Orientierung der Fasern in diese Richtung vorliegen würde, wäre dies mit Hinblick auf die Spaltzugkräfte sehr ungünstig. Allerdings stellen die Stahldübel einen Störbereich dar, der zu einer Verwirbelung des Betons und einer unbekanntenen Faserausrichtung führt. Zusätzlich wurden die stehenden Prüfkörper nach dem schrittweisen Einfüllen des Betons durch Stochern mit einem Bewehrungsstab entlüftet.

Mit einem Teil der aus den Prüfkörpern entnommenen Bohrkerne sollte die Auswertung der Faseranzahl und -orientierung mit Hilfe des schon in Abschnitt 2.2.4 vorgestellten Programms *Elli Faserdetektion* [Lan09] erfolgen. Parallel dazu war geplant die Zugfestigkeit der restlichen Bohrkerne mittels direkter Zugprüfung zu ermitteln. Die Bohrkerne, die für die Faserdetektion vorgesehen waren, wurden auf der mittleren Höhe zersägt und anschließend geschliffen, poliert und gemäß der Vorgaben der zugehörigen Anleitung fotografiert. Hierbei fiel auf, dass die Ergebnisse teilweise von der Vorbereitung der Probekörper als auch vom Aufbau und der Beleuchtung beim Fotografieren abhingen. Um diese Problematik zu umgehen und im Anschluss an die optische Untersuchung noch eine direkte Zugprüfung durchführen zu können, wurden die weiteren Bohrkerne mit Hilfe eines Computertomographen untersucht. Als Ergebnis lagen schließlich dreidimensionale Abbildungen der Bohrkerne vor, aus denen die Lage der Basaltkörner, der Stahlfasern und der teils auch vorhandenen Luftporen zu erkennen war. Aus diesen Bildern konnten im Anschluss vertikale und horizontale Schnitte erzeugt werden. In Abbildung 3.38 (links) sind die dreidimensionale Darstellung und die drei räumlichen Schnitte eines untersuchten Bohrkerns zu erkennen. Auf der rechten Seite ist nur die dreidimensionale Lage der Stahlfasern abgebildet.

Durch die Computertomographie wurden nur die mittleren 4 cm der Bohrkerne untersucht. Für diesen Bereich lagen jeweils 1.000 horizontale Einzelbilder in sehr guter Auflösung vor (Abbildung 3.38, links oben). Für jeden Bohrkern wurden dann 20 über die Höhe etwa gleichverteilte Schnittbilder ausgewählt, an denen die Auswertung der Faseranzahl und -orientierung mit Hilfe des Programms *Elli Faserdetektion* erfolgte. Die Auswertung dieser Ergebnisse ist für alle Bohrkerne und alle Bilder detailliert in Anhang A.4 in Form entsprechender Diagramme dargestellt. Da die Bohrkerne zur Aufnahme der Bilder nicht zerstört wurden, konnten im Anschluss an die Computertomographie noch Zugproben an ihnen durchgeführt werden. Hierzu wurden die Bohrkerne mittels Epoxidharz auf Prüfstempel aufgeklebt und dann in einer Zugprüfmaschine weggesteuert bis zum Bruch belastet.

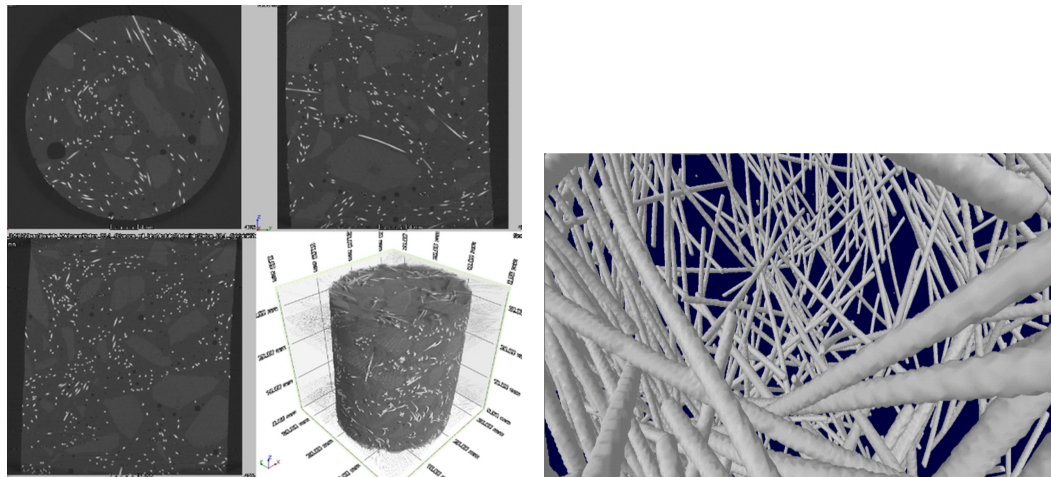


Abbildung 3.38: Ergebnisse der CT-Aufnahmen - Schnitte und räumliche Darstellung (links), 3D-Darstellung der Stahlfasern (rechts)

Die über die Bohrkernhöhe gemittelten Ergebnisse zur Auswertung der Faseranzahl und -orientierung sowie die Zugfestigkeiten der getesteten Bohrkerns können Tabelle 3-15 entnommen werden. Der Bohrkern 28-1 1A wurde bei der Entnahme der Probe zerstört. An den Bohrkernen 28-1 3A und 28-2 1A wurden nur die Zugfestigkeiten ermittelt. Die photooptische Auswertung über Zersägen der Bohrkerns erfolgte an 28-1 5A, 28-2 3A und 28-2 5A, so dass für diese die Zugfestigkeit nicht ermittelt werden konnte. An allen anderen Prüfkörpern wurde die Computertomographie durchgeführt.

Tabelle 3-15: Übersicht der Faseranzahl und -orientierung, sowie der Zugfestigkeit aller Bohrkerns

| Bohrkern | Faseranzahl N | Faserorient. η | Zugfestigkeit $f_{ct,BK}$ | Bohrkern | Faseranzahl N | Faserorient. η | Zugfestigkeit $f_{ct,BK}$ |
|---------------------|--------------------|------------------------|------------------------------|---------------------|--------------------|------------------------|------------------------------|
| 28-1 1A | - | - | - | 28-2 1A | - | - | 7,22 |
| 28-1 2A | 196 | 0,54 | 5,27 | 28-2 2A | 157 | 0,42 | 7,75 |
| 28-1 3A | - | - | 6,94 | 28-2 3A* | 174 | 0,58 | - |
| 28-1 4A | 200 | 0,54 | 5,62 | 28-2 4A | 153 | 0,46 | 7,73 |
| 28-1 5A* | 214 | 0,64 | - | 28-2 5A* | 122 | 0,50 | - |
| 28-1 1B | 187 | 0,53 | 6,14 | 28-2 1B | 135 | 0,43 | 7,16 |
| 28-1 2B | 188 | 0,52 | 6,72 | 28-2 2B | 174 | 0,46 | 7,05 |
| 28-1 3B | 209 | 0,52 | 6,27 | 28-2 3B | 203 | 0,51 | 6,67 |
| 28-1 4B | 208 | 0,57 | 5,58 | 28-2 4B | 214 | 0,55 | 6,98 |
| 28-1 5B | 203 | 0,54 | 6,17 | 28-2 5B | 168 | 0,49 | 7,56 |
| Mittelwert** | 199 | 0,54 | 6,09 | Mittelwert** | 172 | 0,47 | 7,27 |

* Auswertung nur in Mitte des Bohrkerns mit digitaler Fotografie

** Mittelwert ohne Berücksichtigung von 28-1 5A, 28-2 3A und 28-2 5A

Aus der obigen Tabelle und den im Anhang A.4 dargestellten Ergebnissen lassen sich folgende Ergebnisse zusammenfassen:

- Je mehr Fasern in einem Schnitt oder einem Bohrkern vorhanden sind, desto größer ist auch der Wert der Faserorientierung.
- Beim liegend betonierte Prüfkörper POCL 28-2 sind auf der oberen Seite, also auf der Luftseite der Bohrkern, deutlich weniger Fasern vorhanden als auf der Schalseite. Die Anzahl der Fasern nimmt deutlich von oben nach unten zu.
- Beim stehend betonierte Prüfkörper POCL 28-1 nimmt die Anzahl der Fasern tendenziell vom oberen Bohrkern 1 zum unteren Bohrkern 5 ebenfalls leicht zu.
- Die Bohrkern des stehend orientierten Prüfkörpers POCL 28-1 besitzen sowohl die größere Anzahl der Stahlfasern als auch die günstigere Faserorientierung. Die Ergebnisse der Zugfestigkeit korrelieren hiermit allerdings nicht, was auf den Vergleich mit den Mittelwerten und mögliche Poren zurückgeführt werden kann.
- Die Zugfestigkeit ist für fast alle Bohrkern des liegend hergestellten Prüfkörpers größer, als die des stehend betonierte. Die Zugfestigkeit der parallel getesteten Zugknochen stimmt besser mit denen der Bohrkern aus POCL 28-2 überein.
- Die Werte der mittleren Faserorientierung liegen an der oberen Grenze des in Abschnitt 2.2.4 beschriebenen Bereichs bei einer dreidimensionalen Verteilung, bei der nach [HDK11] Werte von 0,200 bis 0,667 erreicht werden können.

Auf Basis der Push-Out Körper die liegend und stehend mit der gleichen Konfiguration hergestellt wurden (POCL 10 und POCL 11 sowie POCL 9 und POCL 18) sowie auf Grund der Ergebnisse der Bohrkernuntersuchungen kann zusammengefasst werden, dass die Betonagerichtung bei den vorliegenden Versuchskörpern keinen erkennbaren Einfluss auf die Tragfähigkeit und die Duktilität der Push-Out Körper besitzt. Die Werte der mittleren Faserorientierung sind verhältnismäßig hoch, was auf das lokale Umfließen der Stahldübel zurückgeführt werden kann.

3.7 Einflüsse bei verändertem Prüfaufbau

3.7.1 Verbunddübelleisten in Platten und reduzierte Auflagerbreite

Anhand der Konfiguration POCL 46 wurde getestet, welche Dübelkennlinie sich für Verbunddübelleisten mit 5 mm Dicke und Stahlversagen in einem Prüfkörper mit UHPC-Platten, wie in Abbildung 3.6 vorgestellt, ergeben. Aus dem linken Diagramm in Abbildung 3.39 wird ersichtlich, dass sich die Tragfähigkeit und die Duktilität im Vergleich zur Variante mit Scheiben und Bewehrung (POCL 32) noch einmal erhöhen. Die geringere Breite der Aufstandsfläche der Versuchskörper POCL 46 im Vergleich zu den üblichen Abscherversuchen mit Scheiben besaß keine negativen Auswirkungen. Vielmehr war es so, dass durch die Anwendung in Platten und die vorhandene Dübelbewehrung nur eine geringe Betonschädigung erfolgte, was die Verbesserungen hinsichtlich Duktilität und Maximallast zur Folge hatte.

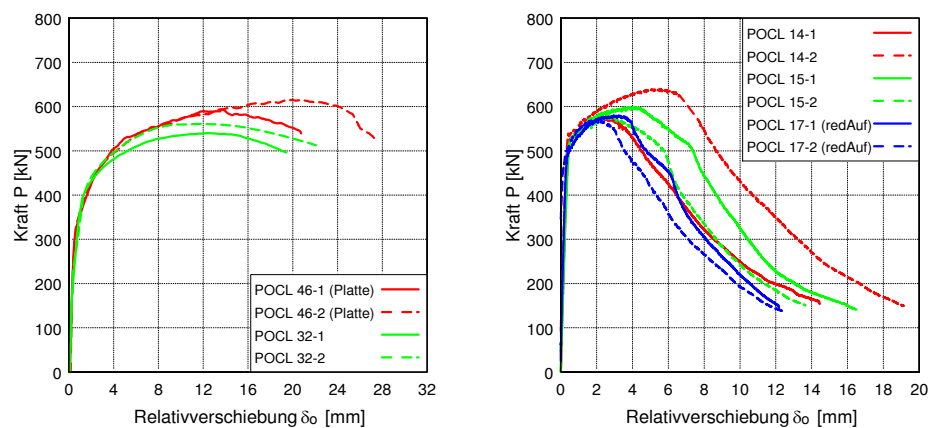


Abbildung 3.39: Vergleich von Versuchskörpern mit Platten zu Scheiben (links) und mit einer reduzierten Lasteinleitungsbreite von 8,5 cm zur vollen Auflagerbreiten (rechts)

Der Einfluss einer reduzierten Auflagerbreite von 8,5 cm an der Scheibeninnenseite (vgl. Darstellung in den Übersichtszeichnungen von Anhang A.1) wurde durch die Konfiguration POCL 17 untersucht. Wie Abbildung 3.39 (rechts) entnommen werden kann, ergibt sich bei diesen Push-Out Versuchskörpern mit Scheiben eine etwas geringere Duktilität und Maximallast als bei den Vergleichskörpern mit voller Auflagerbreite (POCL 14 und POCL 15). Aufgrund der verhältnismäßig stark streuenden Ergebnisse dieser Versuchskörper mit gemischtem Stahl- und Betonversagen kann allerdings nur eine Tendenz festgestellt werden. Eine breitere Aufstandsfläche erlaubte den Druckstreben sich weiter außen in der UHPC-Scheibe abzustützen, wenn eine entsprechende Reibung vorhanden ist. Hierdurch wird zum einen das Auseinanderschieben der UHPC-Scheiben, also das Abheben des Betons, behindert und es ergeben sich zum anderen günstigere Beanspruchungen der Stahldübel, aus denen eine geringere Biegebeanspruchung resultiert. Dieser Einfluss ist jedoch stark von der Reibung zwischen dem UHPC und der Oberseite des Auflagers abhängig.

3.7.2 Isolierte Betondübel

Die Versuchskörper der Konfigurationen POCL 36, POCL 37, POCL 43 und POCL 44 wurden zur genaueren Untersuchung des Adhäsions- und Reibungseinflusses mit Dübelabschirmungen aus Polystyrol versehen. Eine Prinzipskizze dieser Probekörper befindet sich in Anhang A.1. Durch die Dübelabschirmung konnte die Abscherkraft nicht wie üblich über direkten Druckkontakt zwischen Beton- und Stahldübel übertragen werden. Die Kraftübertragung konnte daher im Wesentlichen nur über die Haft- und Gleitreibung erfolgen. Insgesamt wurden zwei Serien mit je einer Konfiguration mit reduzierter Adhäsion und einer ohne gesonderte Vorbehandlung geprüft. Die Last-Verformungskurven beider Serien sind in Abbildung 3.40 dargestellt. Da die Polystyrolabschirmung bei Serie 1 zum Teil leicht verrutscht war, konnten sich einige Betondübel teilweise ausbilden, was dazu führte, dass bei Serie 2 breitere Abschirmungen verwendet wurden, was wiederum eine Reduktion der maximalen Traglasten zur Folge hatte.

Wie aus Abbildung 3.40 zu erkennen ist, besitzt die Adhäsion einen großen Einfluss auf die Maximallast und die Anfangssteifigkeit. Bei Verwendung von Fett zur Reduktion des Haftverbunds reduziert sich beides deutlich.

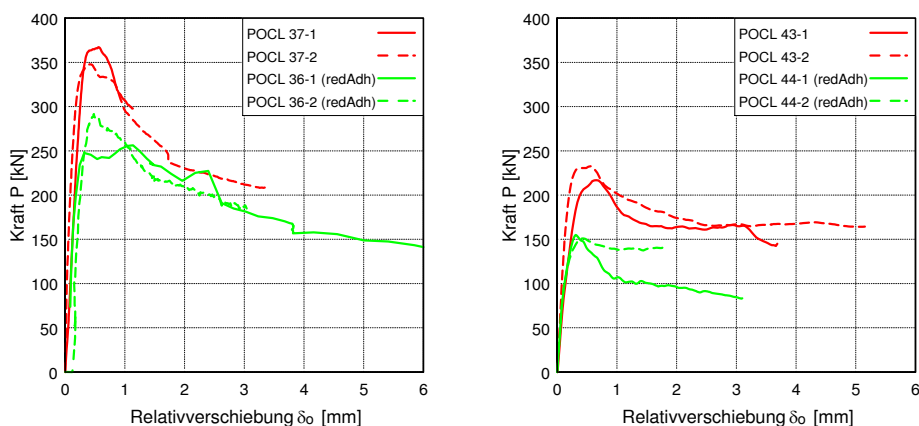


Abbildung 3.40: Vergleich von Versuchskörpern mit isolierten Betondübeln und unterschiedlichen Vorbehandlungsmethoden; Serie 1 (links) und Serie 2 (rechts)

Dass auch nach Erreichen der maximalen Last und bei größeren Relativverschiebungen noch Lasten in der Größenordnung von 100 kN bis 150 kN übertragen werden können, ist auf das Vorhandensein der Gleitreibung zurückzuführen. Zur Kraftübertragung bei Gleitreibung dient die lastzugewandte Seite der Rundung an der Stahldübeloberseite. An dieser Stelle konnten deutliche Reibspuren am Stahl und Beton festgestellt werden und aus Abbildung 3.41, die einen freigeschnittenen Versuchskörper nach dem Versuch zeigt, ist ebenfalls ersichtlich, an welcher Stelle die Kraftübertragung zwischen UHPC und Stahl stattgefunden hat.

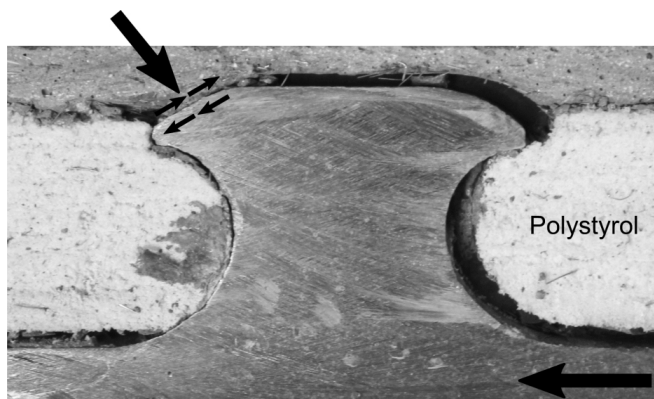


Abbildung 3.41: Push-Out Versuchskörper mit isoliertem Betondübel nach dem Versuch

Damit die Versuchskörper nach Überwindung der Adhäsion noch solch große Lasten übertragen können, ist ein entsprechend hoher Reibungsbeiwert μ erforderlich. Der Reibungsbeiwert zwischen Stahl und Beton wird beispielsweise für kammerbetonierte Verbundträger von *Goralski* [Gor06] zwischen $\mu = 0,4$ und $\mu = 0,8$ angesetzt. *Wiese* [Wie13] hat die Reibungsbeiwerte für glatte Bleche und UHPC untersucht. Bei diesen ergaben sich Reibungsbeiwerte in der Größenordnung von $\mu = 0,5$ und selbst bei glatten, geölten Blechen ergaben sich noch Werte von $\mu = 0,41$.

Für die eigenen Versuchskörper wurden walzraue Stahlprofile und -bleche verwendet, weshalb es plausibel erscheint, dass der Reibungsbeiwert bei den vorliegenden Prüfkörpern höher ist als der von *Wiese* für glatte Bleche ermittelte Wert.

3.7.3 Randeinfassung der Betonscheiben

Die Versuchskörper mit 10 mm dicker Verbunddübelleiste und einem 60 mm dicken Beton versagten durch Spalten, was ein Aufklappen des Betons zur Folge hatte. Mit modifizierten Prüfkörpern wurde versucht das Aufklappen zu behindern und die maximale Tragfähigkeit auf diese Weise weiter zu steigern. Bei den Körpern POCL 12 und POCL 27 wurden, wie aus den Übersichtszeichnungen in Anhang A.1 bzw. Abbildung 3.42 (rechts) zu erkennen ist, seitliche Bleche angeschweißt. Hierdurch gab es für die UHPC Scheiben nach der Betonage keine Möglichkeit mehr seitlich auszuweichen oder aufzuklappen. Auf diese Weise konnte die Traglast im Vergleich zu üblichen Prüfkörpern (POCL 6) deutlich gesteigert werden (vgl. Abbildung 3.42, links). Da die seitlichen Bleche eine Querdruckbeanspruchung erfuhren, verursachte das Einfetten und damit die Reduktion der Reibung eine Abminderung der Höchstlast von POCL 27 im Vergleich zu POCL 12. Das Versagen erfolgte bei allen Versuchskörpern mit Randeinfassung durch ein Abscheren des Betons entlang der zusätzlich angeschweißten Bleche (Abbildung 3.42, rechts).

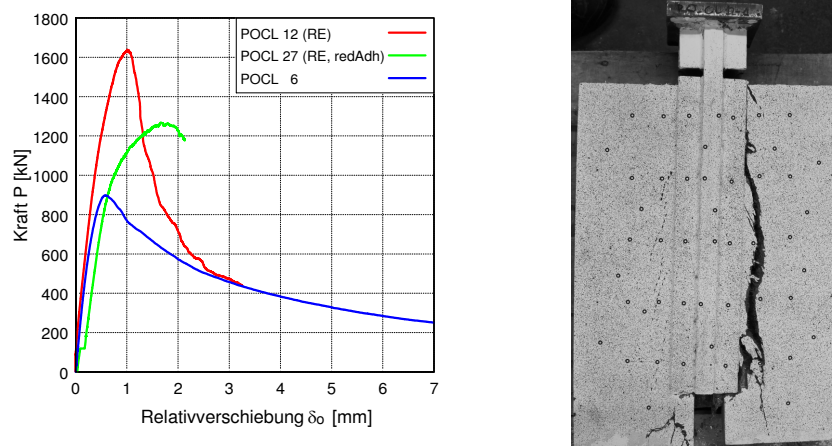


Abbildung 3.42: Vergleich von Versuchskörpern mit und ohne Randeinfassung (RE) (links) und typisches Bruchbild beim Versagen (rechts)

3.8 Auswertungen der Dehnungsmessungen

In diesem Abschnitt werden die Ergebnisse der Dehnungsmessungen zusammengefasst und die wichtigsten Erkenntnisse vorgestellt. Wie in Abschnitt 3.2.4 erläutert, wurden die DMS auf das Stahlelement und auf die Stahldübel appliziert. Dabei erfolgte sowohl die Untersuchung von Versuchskörpern, bei denen es zu einem es zu einem Fließen des Stahls gekommen ist (POCL 15, POCL 22-2, POCL 30-1, POCL 30-3 und POCL 47-2), als auch von denjenigen, die ein eindeutiges Betonversagen infolge Spalten aufwiesen (POCL 10). Die genaue Positionierung der DMS und die vollständigen Ergebnisse aller Dehnungsmessungen können Anhang A.3 entnommen werden.

Die Bezeichnung der DMS setzt sich aus der Versuchskörperseite (A oder B), der Stahldübelnummer 1 bis 5 (von oben nach unten) und einer fortlaufenden Nummerierung an jedem Stahldübel zusammen. In Abbildung 3.43 ist diese Systematik für den Versuchskörper POCL 47-2 mit den meisten DMS dargestellt. Bei diesem Push-Out Körper wurden auf der Seite A über die Versuchskörperhöhe verteilt DMS auf das

Stahlelement aufgeklebt (A.1-2 bis A.4-2 sowie A.5-1) und an jedem Stahldübel ein DMS im Dübelfußbereich (A.1-1 bis A.4-1) angebracht. Am Dübelfuß treten nach [Ber+11a] im Push-Out Versuch die größten Beanspruchungen unter einem Winkel von 24° bezogen auf den Beginn der Klothoide auf. Außerdem wurden am Dübel 4 noch weitere DMS (A.4-3 bis A.4-5) appliziert, mit denen die Beanspruchung dieses Dübels über den Versuchsverlauf beobachtet werden konnte.

Mit Hilfe der DMS am Stahlelement wurden die Dehnungen bzw. die Beanspruchungen am Grundkörper über die Bauteilhöhe gemessen. Wie Abbildung 3.43 (links) entnommen werden kann, nimmt die Stauchung des Stahlelements von oben nach unten ab. Dieser Verlauf bestätigt die Messergebnisse, die mit dem optischen System Pontos erzielt wurden (vgl. Abschnitt 3.3.3), und zeigt, dass alle Stahldübel von Beginn an am Lastabtrag beteiligt sind.

In Abbildung 3.44 (links) sind die Dehnungen im Dübelfußbereich nach der zyklischen Vorbelastung bis zu einer Relativverschiebung von 1 mm dargestellt. Zu Versuchsbeginn sind die dargestellten Dehnungen aufgrund der zyklischen Vorbelastung nicht Null. Die unteren beiden Dübel haben bereits während der zyklischen Vorbelastung die Streckgrenze im Dübelfußbereich erreicht, weshalb die Startdehnungen höher liegen als diejenigen der oberen beiden Dübel. Daher erreichen die unteren Dübel auch zuerst wieder die Streckgrenze bei einer Verschiebung von 0,19 mm. Die oberen beiden folgen ab 0,35 mm. Im weiteren Versuchsverlauf steigen zunächst die Dehnungen beim untersten Stahldübel stark an, bevor die Dehnungen in den weiteren Stahldübeln von unten nach oben ihr Maximum erreichen und schließlich nach einer Kraftumlagerung auf andere Dübelbereiche wieder abfallen. Lediglich beim dritten Stahldübel ist das Maximum nicht so deutlich ausgeprägt.

Aus den Dehnungsverläufen ist zu erkennen, dass der unterste Stahldübel am stärksten beansprucht wird. Dieses Ergebnis kann mit den bereits im Abschnitt 3.3.3 beobachteten Verhalten der Betonscheiben erklärt werden. Der UHPC schiebt sich im unteren Bereich aufgrund der exzentrischen Lagerung stärker nach außen als im oberen Bereich, wodurch die untersten Stahldübel in der Regel ebenfalls etwas höher belastet werden und zuerst fließen.

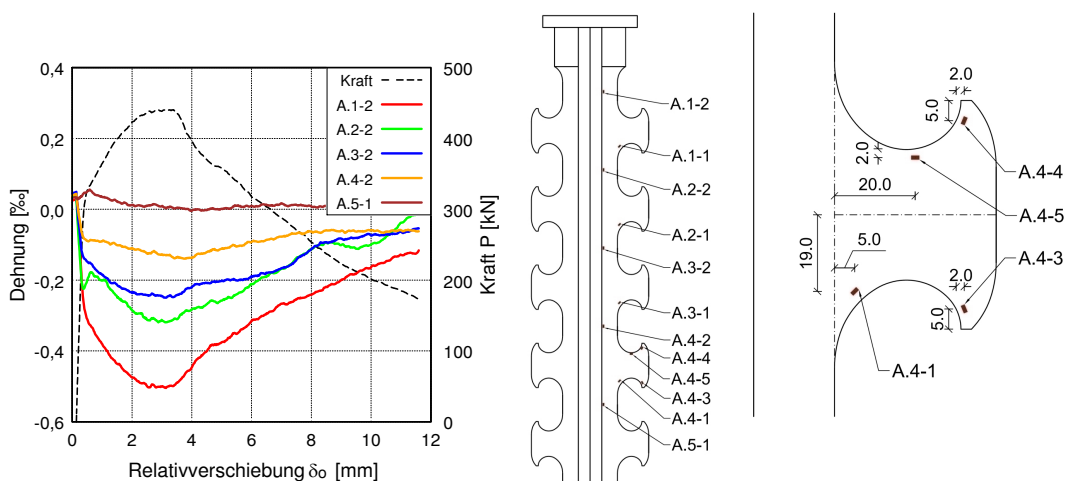


Abbildung 3.43: Dehnungen des Stahlelements über die Höhe (links) sowie Anordnung aller DMS am POCL 47-2 (Mitte) und Detail des Stahldübels 4 (rechts)

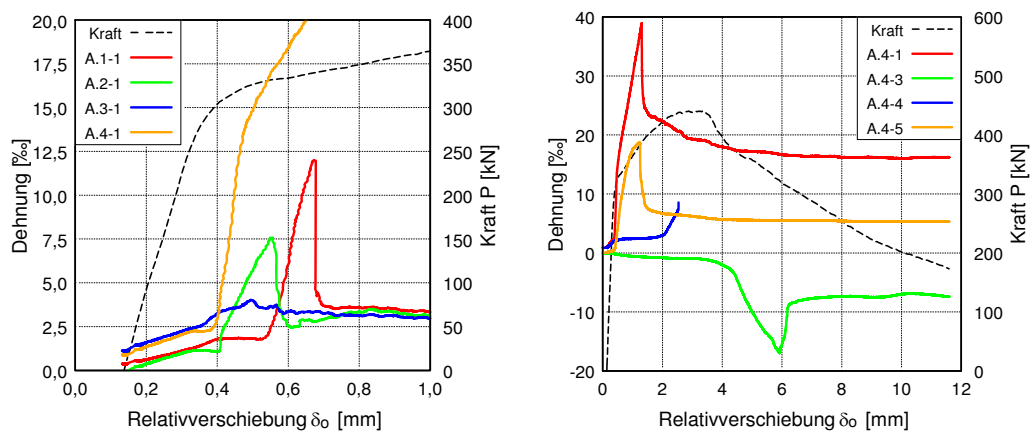


Abbildung 3.44: Dehnungen der Stahldübel von POCL 47-2 auf Seite A jeweils im Dübelfußbereich bis 1,0 mm Relativverschiebung (links) und am Stahldübel 4 (rechts)

Die Beanspruchung des Stahldübels 4 in Abhängigkeit der Relativverschiebung kann Abbildung 3.44 (rechts) entnommen werden. Wie bereits beschrieben, liegen am DMS A.4-1 die größten Zugspannungen aus der Abscherbelastung des Stahldübels vor. Allerdings entstehen auch an den DMS A.4-4 und A.4-5 große Zugdehnungen, die darauf zurückzuführen sind, dass der Stahldübel infolge der horizontalen Betonscheibenverformungen insgesamt auf Zug beansprucht wird. Dieser Effekt tritt durch das kinematisch bedingte Abheben der Betonscheiben von Anfang an auf. Mit zunehmender Relativverschiebung stützt sich der Betondübel auf der lastabgewandten Seite auf dem UHPC ab, wodurch die Dehnungen im DMS A.4-4 später ansteigen als bei den anderen DMS. Dieses Phänomen konnte auch schon anhand der freigelegten Verbunddübelleisten beobachtet werden (Abbildung 3.24, rechts). Der Stahldübel A.4-3 befindet sich an einer Stelle, an der sich der Beton ebenfalls auf dem Stahl abstützt, woraus Druckspannungen im Stahldübel resultieren. Diese sind zunächst jedoch relativ klein, da die Lasten über den steiferen Dübelfuß übertragen werden. Nach der lokalen Schädigung des Betondübels, die bei diesem Versuchskörper mit gemischtem Versagen auftrat, wurden die Lasten jedoch stärker über den geneigten Teil des Dübelkopfes abgetragen, was am Anstieg der Dehnungen ab 4 mm Relativverschiebung zu erkennen ist. Dieses Verhalten passt zu den Ergebnissen der Versuchskörper mit isolierten Betondübeln, vgl. Abschnitt 3.7.2.

Bei den Versuchskörpern POCL 30-1 und POCL 30-3 wurden jeweils an den obersten Dübeln auf der Seite B sogenannte Rosetten- oder Kreuz-DMS angebracht. Dort liegen drei DMS mit Winkeln von 0° , 45° und 90° übereinander (Abbildung 3.45, rechts). Durch die Messung des Dehnungszustandes in diesen drei Richtungen lassen sich die Hauptdehnungen sowie deren Richtungen ermitteln. Am Versuchskörper POCL 30-1 wurde der Kreuz-DMS im Dübelfußbereich so aufgeklebt, dass der DMS B.1-1 tangential und der DMS B.1-3 senkrecht zum Dübelrand ausgerichtet waren. Dieses waren auch die beiden Hauptdehnungsrichtungen, was daran erkannt werden kann, dass die Schubdehnungen am DMS B.1-2 zunächst nahezu Null sind (Abbildung 3.45, links). Im Versuchsverlauf ändert sich, wie bereits erklärt, der Beanspruchungszustand im Stahldübel, was sich an der Reduktion der maximalen Dehnungen und der veränderten Richtung der Hauptdehnungen zeigt. Während der Winkel der Hauptzugdehnung bis zu einer Verschiebung von 2 mm ungefähr bei 45° zur Vertikalen liegt, steigt dieser Winkel im weiteren Versuchsverlauf auf 67° , bezogen auf die Vertikale im Uhrzeigersinn, an.

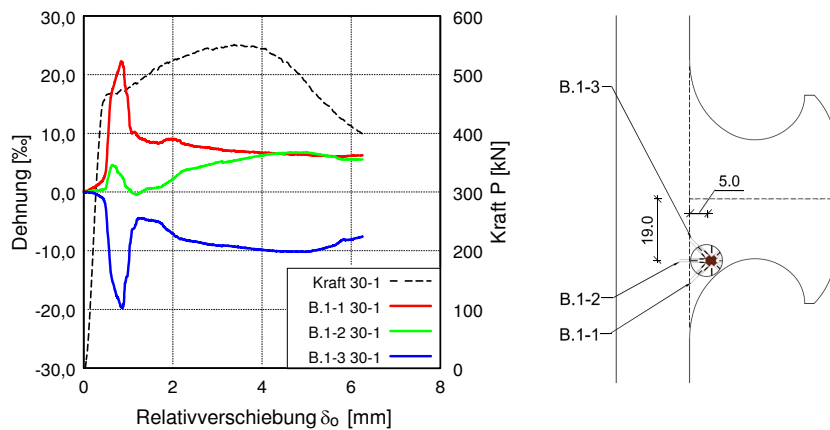


Abbildung 3.45: Dehnungen am Stahldübelfuß beim Versuchskörper POCL 30-1

Aus den Ergebnissen der Kreuz-DMS Messung ist auch zu erkennen, dass am Dübelfuß infolge der Pressung zwischen UHPC und Stahl sehr große radiale Druckspannungen wirken, die aufgrund des dreiaxialen Spannungszustandes die einaxiale Druckfestigkeit des UHPC deutlich überschreiten können.

Die Dehnungsmessung des Kreuz-DMS am POCL 30-3 zeigt in Abbildung 3.46, dass die maximalen Dehnungen erst bei Verschiebungen von 3,2 mm erreicht werden. Der Stahldübel plastifiziert demnach bei Stahlversagen ausgehend vom hochbeanspruchten Dübelfuß aus in Richtung Dübelmitte, wo die Dehnungen jedoch deutlich geringer sind als am Dübelfuß. In der Dübelmitte liegt die Hauptzugrichtung gegenüber der Vertikalen im Uhrzeigersinn zunächst um 37° gedreht und reduziert sich ab dem Anstieg der Dehnungen bei einer Verschiebung von 1 mm auf 30° . Die höchsten Druckdehnungen und Druckspannungen werden daher unter einem Winkel von 150° zur Vertikalen übertragen, was gleichzeitig der Richtung entspricht, in der die Einleitung der Druckkraft von den Stahldübeln in das Stahlelement erfolgt.

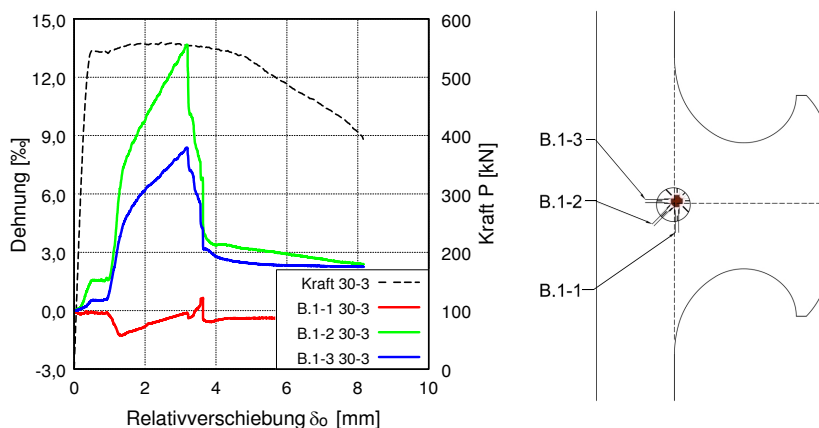


Abbildung 3.46: Dehnungen in der Mitte des Stahldübels beim Versuchskörper POCL 30-3

Aus dem Vergleich des Dehnungsverlaufs am Dübelfuß bei Versuchskörpern mit Betonversagen (POCL 10-2) zu denen mit Stahlversagen (POCL 15-1) in Abbildung 3.47 ist ersichtlich, dass die Stahldübel auch bei Betonversagen lokal die Streckgrenze überschreiten. Die Dehnungen sind jedoch im Vergleich zu denen bei Stahlversagen nur gering. Zusätzlich plastifizieren die Stahldübel bei Betonversagen

nicht durch, was aus der Größe der Dehnungen und der Tatsache abgeleitet werden kann, dass sich die Dehnungen erst reduzieren, nachdem die Kraft abfällt. Bei den Versuchskörpern mit Stahlversagen, wie beispielsweise beim POCL 15-1, werden die größten Dehnungen hingegen in Folge des fortschreitenden Plastifizierens und der zugehörigen Lastumlagerungen immer bereits deutlich früher zu Beginn des Dübel-fließens erreicht.

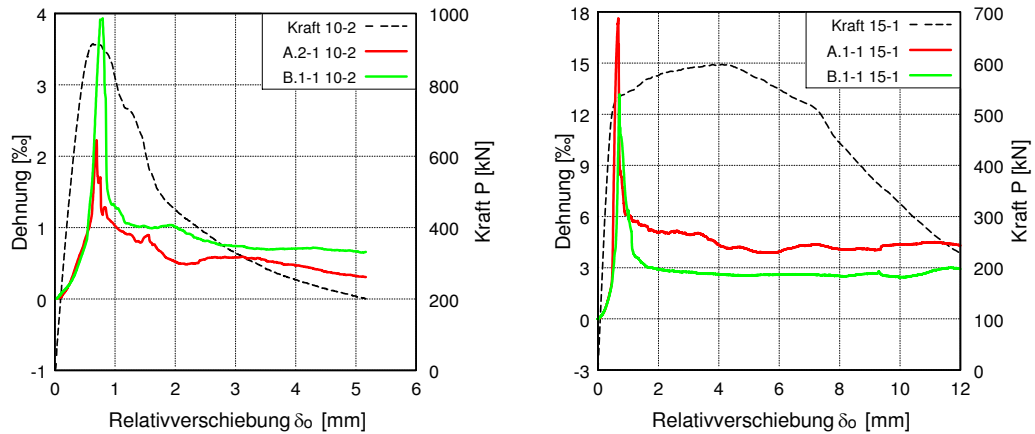


Abbildung 3.47: Vergleich der Dehnungen am Stahldübelfuß bei Betonversagen (POCL 10-2, links) und Stahlversagen (POCL 15-1, rechts)

Numerische Untersuchungen

4.1 Allgemeines

Begleitend zu den experimentellen Untersuchungen wurden numerische Berechnungen der Push-Out Versuche durchgeführt. Die Anwendung der Finiten Elemente Methode (FEM) führt einerseits zu einem besseren Verständnis des Tragverhaltens und der Versagensmechanismen der Versuchskörper, da die Spannungs-, Dehnungs- und Schädigungszustände ermittelt werden können. Andererseits wird durch die numerischen Untersuchungen auch die aus den Versuchen vorliegende Datenbasis um Ergebnisse mit experimentell nicht geprüften Randbedingungen erweitert.

Alle numerischen Berechnungen wurden mit dem Finite Elemente Programmpaket Abaqus in der Version 6.12 [Aba12] durchgeführt. In diesem Kapitel werden zunächst die verwendeten Materialmodelle für Beton und Stahl vorgestellt, bevor auf die Modellbildung inklusive der Kontaktbedingungen eingegangen wird. Nachdem der Einfluss der verschiedenen Modell- und Materialparameter erläutert wird, erfolgt die abschließende Kalibrierung dieser Parameter anhand der numerischen Studien. Abschließend werden die FE-Berechnungen an Push-Out Körpern beschrieben, deren Konfiguration in den experimentellen Untersuchungen nicht geprüft wurde und deren Ergebnisse die experimentell vorliegende Datenbasis erweitern. Der Schwerpunkt dieser Parameterstudie liegt vor allem auf der Variation der Betondicke, der Betonzugfestigkeit und der Stahlgüte.

4.2 Finite Elemente Modell

4.2.1 Materialmodell für Beton

Die numerische Simulation der Push-Out Versuche stellt vor allen Dingen an das Materialmodell des Betons hohe Anforderungen. Der UHPC wird in den Versuchen im Dübelkernbereich durch eine nahezu hydrostatische, dreidimensionale Druckspannung beansprucht, wohingegen andere Bereiche infolge der ausgeprägten Spaltzugbelastung eine Rissbildung erfahren. Hinzu kommt, dass Beton ein Werkstoff ist, der

sich sowohl unter Druck- als auch Zugbeanspruchung stark nichtlinear verhält. Das verwendete Betonmodell sollte daher die Möglichkeit bieten plastische Schädigungen, Rissbildung und andere nichtlineare Effekte zu berücksichtigen. Ebenso sollte gerade bei der Verwendung von Faserbeton die Möglichkeit gegeben sein auch den abfallenden Ast der Spannungs-Dehnungslinie anpassen zu können. Ultrahochfester Beton verhält sich prinzipiell ähnlich wie Normalbeton, so dass für diesen kein gesondertes Materialmodell benötigt wird. Die Unterschiede, die aus der dichteren Matrix und der Verwendung der Stahlfasern resultieren, können bei einem geeigneten Materialmodell über die vorhandenen Eingabeparameter berücksichtigt werden.

In Abaqus [Aba12] steht für die Berücksichtigung der oben genannten Effekte das Concrete Damaged Plasticity (CDP) Modell zur Verfügung. Bei diesem handelt es sich um ein von *Lubliner* [Lub+89] vorgestelltes und von *Lee und Fenves* [LF98] weiterentwickeltes plastisches Materialmodell mit isotroper Schädigung für Beton.

Die Grundlage dieses Materialmodells bilden die Spannungs-Dehnungsbeziehungen für einaxialen Druck bzw. Zug entsprechend Abbildung 4.1. Bei Zugbeanspruchung steigt die Spannung bis zum Erreichen der einaxialen Zugfestigkeit σ_{t0} linear an und fällt dann mit zunehmender Dehnung bei sich entfestigendem Beton ab. Bei zentrischer Druckbeanspruchung folgt auf den linearen Ast nach Erreichen der elastischen Druckfestigkeit σ_{c0} zunächst noch eine Verfestigung bis zum Erreichen der maximalen Druckfestigkeit σ_{cu} . In der Folge entfestigt sich der Beton durch die zunehmende Mikrorissbildung, die aus dem Querkzug resultiert.

Um das Ent- und Verfestigungsverhalten bei der Entwicklung der Fließfläche berücksichtigen zu können, werden die äquivalenten plastischen Dehnungen $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$ und $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$ verwendet. Diese sind mit den zugehörigen, voneinander jedoch unabhängigen Schädigungsvariablen d_t und d_c verknüpft, welche auch die Steifigkeitsabminderung bei Entlastung steuern [Aba12].

Neben den einaxialen Spannungs-Dehnungsbeziehungen sind für die numerische Simulation mit einem plastischen Materialmodell die Fließbedingung, das Fließgesetz und die Verfestigungshypothese die wichtigsten Bestandteile eines Materialmodells. Der Übergang vom elastischen zum plastischen Bereich erfolgt im CDP-Modell anhand der in Gleichung (4.1) vorgestellten Fließbedingung, die von [Lub+89] und [LF98] entwickelt wurde.

$$F = \frac{1}{1 - \alpha} \cdot \left(\bar{q} - 3\alpha\bar{p} + \beta(\tilde{\varepsilon}^{pl})\langle\hat{\sigma}_{max}\rangle - \gamma\langle\hat{\sigma}_{max}\rangle \right) - \bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}^{pl}) = 0 \quad (4.1)$$

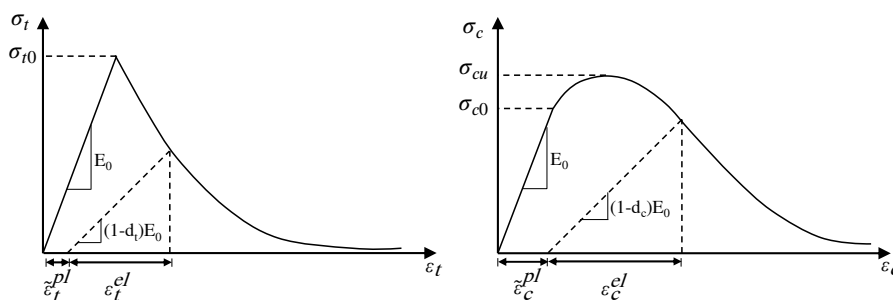


Abbildung 4.1: Verhalten von Beton unter Zugbeanspruchung (links) und unter Druckbeanspruchung (rechts) im CDP-Modell (nach [Aba12])

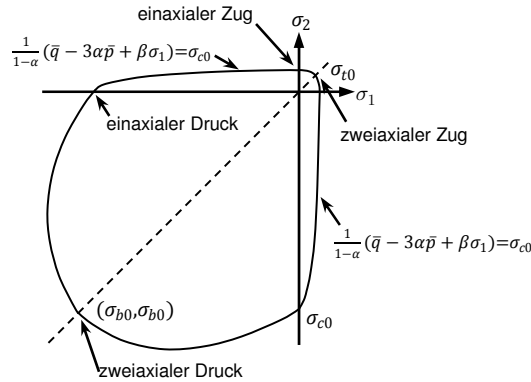


Abbildung 4.2: Fließfläche des CDP-Modells im ebenen Spannungszustand (nach [Aba12])

Hierin sind α , β und γ dimensionslose Materialkonstanten, die u.a. das Verhältnis der zweiachialen zur einaxialen Betondruckfestigkeit (α), das Verhältnis der Druck- zur Zugfestigkeit (β) und die Form der Deviatorebene im Hauptspannungsraum (γ) angeben. Die Invarianten \bar{p} und \bar{q} beschreiben die effektive hydrostatische bzw. die deviatorische Spannung und $\hat{\sigma}_{max}$ entspricht der maximalen effektiven Hauptspannung. Abbildung 4.2 zeigt die Form der Fließfläche in der zweiachialen Spannungsebene.

Das im CDP-Modell verwendete, nicht-assoziierte Fließgesetz besitzt eine hyperbolische Funktion vom Typ Drucker-Prager, die vom ursprünglichen Ansatz von [LF98] abweicht. Abbildung 4.3 kann die von der Fließfunktion unabhängige Potentialfunktion entnommen werden. Mit zunehmendem hydrostatischem Druck nähert sich die Potentialfunktion der klassischen Formulierung von Drucker-Prager asymptotisch an. Diese lineare Potentialfunktion ist unter dem Dilatanzwinkel ψ geneigt. Die Dilatanz ist dabei ein Maß für die Volumenzunahme des Betons unter Scherbeanspruchung. Im Bereich niedriger hydrostatischer Drücke weicht die Potentialfunktion deutlich vom linearen Drucker-Prager Ansatz ab und schneidet die hydrostatische Spannungsachse unter 90° . Der Exzentrizitätsparameter ε gibt an, wie schnell die Annäherung an die lineare Potentialfunktion erfolgt. Das plastische Dehnungsinkrement ermittelt sich nach Gleichung (4.2), so dass es immer senkrecht zur Fläche des Fließpotentials steht.

$$d\varepsilon^{pl} = d\gamma \frac{\partial G}{\partial \sigma} \tag{4.2}$$

Die Verfestigungshypothese wird beim CDP-Modell über die in Abbildung 4.1 vorgestellten äquivalenten plastischen Dehnungen $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$ und $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$ gesteuert, welche als Verfestigungsparameter dienen. Diese sind abhängig von den Schädigungsvariablen d_t und d_c , die in Abhängigkeit der Stauchung oder Dehnung bzw. der Rissöffnung angegeben werden können.

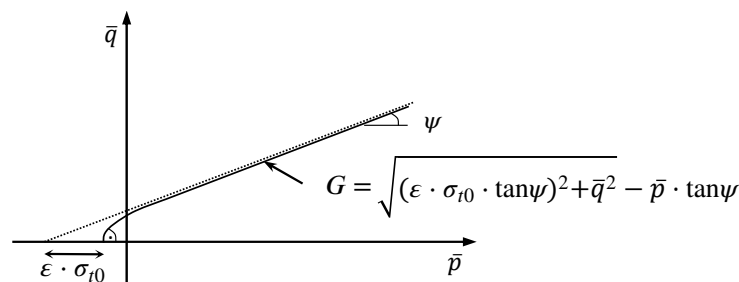


Abbildung 4.3: Hyperbolische Potentialfunktion im CDP-Modell

Der gewählte Dilatanzwinkel $\psi = 33^\circ$ liegt im von Abaqus empfohlenen Bereich zwischen 25° und 40° und hat bei Parameterstudien die besten Ergebnisse für die Simulation der Push-Out Versuche geliefert. Der Exzentrizitätsparameter ε wurde gegenüber den Abaqus Voreinstellungen ($\varepsilon = 0,10$) nicht geändert. In [Kue+15] wurden mit dem Standardwert für UHPC ebenfalls gute Ergebnisse erzielt.

Die Form der Fließfläche in der Deviatorebene lässt sich beim CDP-Modell über den Wert K_c steuern. Dieser ist als Verhältnis vom Zug- zum Druckmeridian definiert und kann Werte zwischen 0,5 (dreiecksförmig) und 1,0 (kreisförmig) annehmen. Für Normalbeton empfehlen [Lub+89] und [Aba12] den Wert 0,67. *Speck* hat bei experimentellen Untersuchungen jedoch festgestellt, dass dieser Wert für UHPC zu hoch ist [Spe08, SC10]. Daher wurde in der vorliegenden Arbeit K_c zu 0,55 gewählt.

Im Rahmen dieser Arbeit wurde die einaxiale Spannungs-Dehnungsbeziehung unter Druckbeanspruchung mit Hilfe des Ansatzes nach Sargin [Sar71] ausgedrückt, der die Möglichkeit bietet das Nachbruchverhalten über den Formfaktor D zu beeinflussen (Gleichung (4.3)). Gerade für die numerische Simulation von UHPC, der aufgrund der Faserbewehrung eine bessere Duktilität im Nachbruchbereich besitzt als Normalbeton, hat sich dieser Ansatz bewährt [Kue+15].

$$\sigma_c = -f_c \cdot \frac{A \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} + (D - 1) \cdot \left(\frac{\varepsilon_c}{|\varepsilon_{c1}|} \right)^2}{1 + (A - 2) \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} + D \cdot \left(\frac{\varepsilon_c}{|\varepsilon_{c1}|} \right)^2} \quad (4.3)$$

$$A = E_{c0m} / E_{c1} \quad (4.4)$$

mit:

| | |
|--------------------|--|
| E_{c0m} | Mittelwert des Tangentenmoduls im Ursprung der Spannungs-Dehnungslinie [N/mm ²] |
| E_{c1} | Sekantenmodul durch den Ursprung und den Scheitelpunkt [N/mm ²] $E_{c1} = -f_{cm} / \varepsilon_{c1}$ |
| f_{cm} | Mittelwert der einaxialen Betondruckfestigkeit [N/mm ²] |
| ε_{c1} | Dehnung bei Erreichen der maximalen Betondruckfestigkeit [-] |
| D | Formfaktor zur Steuerung des Nachbruchverhaltens [-] |

Für alle Berechnungen wurde der Faktor $D = 0,5$ gewählt und ein linearer Verlauf der Spannungs-Dehnungsbeziehung unter Druckbeanspruchung bis 80 % der maximalen, einaxialen Druckspannung implementiert. Da bei den durchgeführten experimentellen Versuchen kein Betondruckversagen beobachtet wurde, wurde auf eine Verwendung der Schädigungsvariablen d_c verzichtet. Die Würfeldruckfestigkeit $f_{cm,100}$, die im Rahmen der Konformitätsprüfungen ermittelt wurde, wurde jeweils als maximale Druckspannung in den FE-Simulationen verwendet. Falls diese nicht vorlag, wurde $f_{cm,150}$ angesetzt. Da die Dehnung ε_{c1} bei Erreichen der Druckfestigkeit in den durchgeführten Untersuchungen immer nur geringen Schwankungen unterlag, wurde der Mittelwert $\varepsilon_{c1} = 4,18\%$ für alle Berechnungen verwendet. Die Druckfestigkeitssteigerung des Betons bei zweiachsigler Belastung wird im CDP-Modell über die Eingabe des Verhältniswertes zwischen zweiachsigler und einaxialer Druckfestigkeit gesteuert. Die in [CS07] und [Spe08] vorgestellten Untersuchungen zeigen, dass die Laststeigerung beim UHPC geringer ist als beim Normalbeton. Für einen Grobkornbeton der Sorte B4Q mit 2,5 Vol.-% Stahlfasern ergab sich bei diesen Untersuchungen ein Verhältniswert von 1,07. Dieser wurde daher für die eigenen numerischen Berechnungen

verwendet. Der E-Modul des UHPC wurde auf Basis der Konformitätsprüfungen für alle Simulationen einheitlich zu 50.000 N/mm^2 festgelegt und die Querdehnzahl wurde entsprechend der Angaben in [DAf08] zu 0,19 gewählt.

Für die korrekte Abbildung des Tragverhaltens von Versuchskörpern im Push-Out Versuch ist die Definition der Zugspannungs-Dehnungsbeziehung unter Beachtung der Stahlfasern und der Zugschädigung durch die Rissbildung wichtiger als die Eingaben auf der Druckseite. Die maximale Zugfestigkeit des UHPC wurde mit den in Abschnitt 3.2.2 beschriebenen direkten Zugprüfungen ermittelt. Zur Berücksichtigung des Nachbruchbereichs wird auf die von *Leutbecher* [Leu07, LF09] entwickelten analytischen Ansätze zur Beschreibung von Faserbeton zurückgegriffen. Entsprechend der Modellvorstellung wird, wie bereits in Abschnitt 2.2.4 erläutert, zwischen den Phasen der Faseraktivierung und des Faserauszugs unterschieden.

Für die numerische Simulation wird nur die in Gleichung (2.5) vorgestellte analytische Vorgabe der Spannungs-Rissöffnungsbeziehung während des Faserauszugs berücksichtigt, welche direkt nach dem Erreichen der Faserwirksamkeit σ_{cf0} beginnt. Die Faserwirksamkeit σ_{cf0} entspricht hierbei der maximalen Zugfestigkeit σ_{t0} aus Abbildung 4.1. Die einaxiale Zugfestigkeit σ_{t0} wurde daher gleich der gemessenen Zugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ gesetzt. Diese wurde durch die direkten Zugversuche an den „knochenförmigen“ Probekörpern aus Abbildung 3.3 erhalten und ist z.B. in den Tabellen in Abschnitt 3.3.2 angegeben. Falls die Zugfestigkeit bei einer Konfiguration nicht gemessen wurde, erfolgte die Ermittlung der Faserwirksamkeit σ_{cf0} nach Gleichung (2.3), wobei der Faserwirksamkeitsbeiwert g zu 1,0 und die Faserorientierung η entsprechend der Untersuchungen zur Faserorientierung in Abschnitt 3.6.2 zu 0,5 gewählt wurden. Für die mittlere Verbundspannung τ_{fm} wurde nach [Leu07] die um 30 % erhöhte mittlere Zugfestigkeit f_{ctm} der reinen Betonmatrix verwendet, die sich nach [Leu07] und [Feh+13] über $f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{(2/3)}$ ermitteln lässt.

Die Implementation der Zugschädigungsvariablen d_t erfolgte in dieser Arbeit immer als Umkehrfunktion der verwendeten Spannungs-Rissöffnungsbeziehung (Gleichung (2.5)). Die maximale Zugschädigung wurde dabei auf $d_t = 0,9$ begrenzt, um eine hohe numerische Stabilität zu gewährleisten.

4.2.2 Materialmodell für Stahl

Das Materialverhalten des Bau- und Betonstahls wurde in den für diese Arbeit durchgeführten Simulationen mit einem elastisch-plastischen Materialmodell mit isotroper Verfestigung nach Erreichen der Streckgrenze beschrieben. Für die Verbunddübelleiste konnte die aus den Zugversuchen ermittelte, nichtlineare technische Spannungs-Dehnungsbeziehung exakt implementiert werden. Der Betonstahl wurde mittels einer bilinearen Beziehung nach Eurocode 2 [DIN11] berücksichtigt. Demnach besitzt die Betonstahlbewehrung eine Streckgrenze $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ und eine Zugfestigkeit $f_{tk,cal} = 525 \text{ N/mm}^2$, die bei einer Dehnung von 25‰ erreicht wird. Der E-Modul des Bau- und Betonstahls wurde unabhängig von den in der Zugprüfung ermittelten Werten mit 210.000 N/mm^2 angesetzt. Einzige Ausnahme bildeten hierzu die Konfigurationen POCL 24 und POCL 26, die mit einem Stahlfeinblech des Typs DC01 nach DIN EN 10130 [DIN07] hergestellt wurden und bei denen der gemessene E-Modul von 174.000 N/mm^2 verwendet wurde.

4.2.3 Modellbildung und Kontaktbedingungen

Die Nachrechnung der in Kapitel 3 beschriebenen Push-Out Versuche erfolgte unter Beachtung der Materialnichtlinearitäten sowie der Kontaktbedingungen zwischen Stahl und Beton mit dem in Abbildung 4.4 dargestellten FE-Modell. Um die Rechenzeiten zu verkürzen und Speicherplatz einzusparen, erfolgte die Modellierung der Push-Out Körper unter Berücksichtigung der doppelten Symmetrie der Probekörper. Das FE-Modell besteht aus vier voneinander unabhängigen Teilsystemen, die nur über die Kontaktbedingungen miteinander verbunden sind. Es handelt sich dabei um das Stahlelement mit der Verbunddübelreihe, die UHPC-Scheibe, die Grundplatte und gegebenenfalls die Bewehrung. Die Dübelabschirmung des unteren Dübels wurde lediglich als Hohlraum im UHPC modelliert.

In Abbildung 4.5 sind die Bereiche des Modells zu erkennen, denen Kontaktbedingungen zugewiesen wurden. Dies sind die Stirn- und Seitenfläche der Verbunddübelreihe, die jeweils mit dem rot dargestellten Betonbereich in Kontakt stehen, sowie die Unterseite der Betonscheibe und die Grundplatte. Allen drei Bereichen wurde eine Kontaktformulierung zugewiesen, mit der Drucknormalkräfte übertragen werden konnten und bei Zug ein Abheben möglich war. Zusätzlich wurde auch eine Reibungsbedingung definiert. Der Reibungsbeiwert zwischen der Verbunddübelreihe und dem UHPC liegt entsprechend der in Abschnitt 3.7.2 beschriebenen Erkenntnisse von [Wie13] und [Gor06] mindestens bei 0,4. Im Rahmen der FE-Berechnungen wurde in der Regel $\mu = 0,6$ verwendet. Da die Versuchskörper bei den experimentellen Versuchen auf eine Folie gestellt wurden, die wiederum auf einem glatten Stahl auflag, war zu erwarten, dass der Reibungsbeiwert an der Unterseite zwischen UHPC bzw. Folie und Grundplatte geringer ist. Um diesen sinnvoll berücksichtigen zu können, wurde eine Parameterstudie mit verschiedenen Reibungsbeiwerten durchgeführt und dabei das Abhebeverhalten des UHPC im unteren Bereich der Versuchskörper mit den real gemessenen Verformungen der Wegaufnehmer AU und BU verglichen. Die beste Übereinstimmung der Abhebekennlinie ergab sich bei den FE-Simulationen für Reibungsbeiwerte von 0,1 bis 0,2 (vgl. Abschnitt 4.3.2). Bei einigen Versuchskörpern wurde im Kontaktbereich zwischen Verbunddübelreihe und UHPC noch zusätzlich eine Adhäsion berücksichtigt, die bei Überschreitung einer vorgegebenen Relativverschiebung versagte. Weiterhin erfolgte bei den Versuchskörpern mit Bewehrung eine feste Kopplung der Knotenfreiheitsgrade der Bewehrung mit dem umgebenden Beton, so dass ein vollständiger Verbund vorlag.

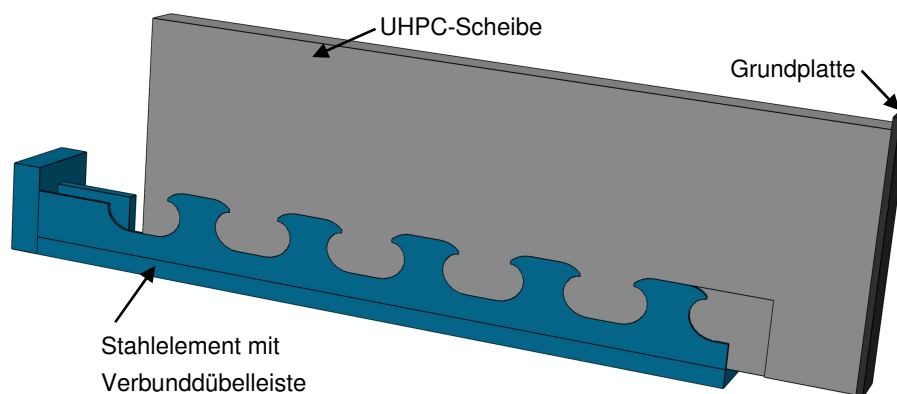


Abbildung 4.4: Finite Elemente Modell des Push-Out-Körpers unter Ausnutzung der Symmetrie

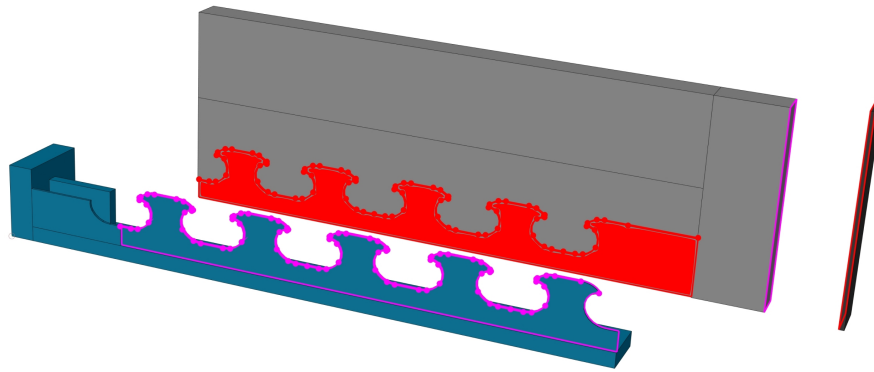


Abbildung 4.5: Teilsysteme und Kontaktbedingungen im FE-Modell

Die Auflagerbedingungen ergaben sich aus den Symmetrie-Anforderungen und der vertikalen Lagerung der Unterseite der Grundplatte. Es erfolgte eine weggesteuerte Belastung, die über die Verschiebung der Kopfplatte aufgebracht wurde.

Abbildung 4.6 zeigt die Diskretisierung des FE-Modells. Für den Beton- und den Baustahl wurden immer achtknotige, isoparametrische Kontinuums-elemente mit reduzierter Integration vom Typ C3D8R verwendet. Im Bereich der Beton- und Stahldübel, wo die höchsten Spannungen auftreten und der Kontakt zwischen Stahl und Beton realisiert wird, wurde das Netz deutlich verfeinert. Während in den meisten Bereichen eine globale Elementkantenlänge von 5 mm zum Einsatz kam, entsprach die Länge hier nur der halben Dicke eines Stahldübels. Für die Bewehrung wurden zweidimensionale lineare Stabelemente (Typ: T3D2) mit einer Elementlänge von 5 mm verwendet. Die Diskretisierung erfolgte so, dass die Knoten der Teilsysteme genau übereinander lagen.

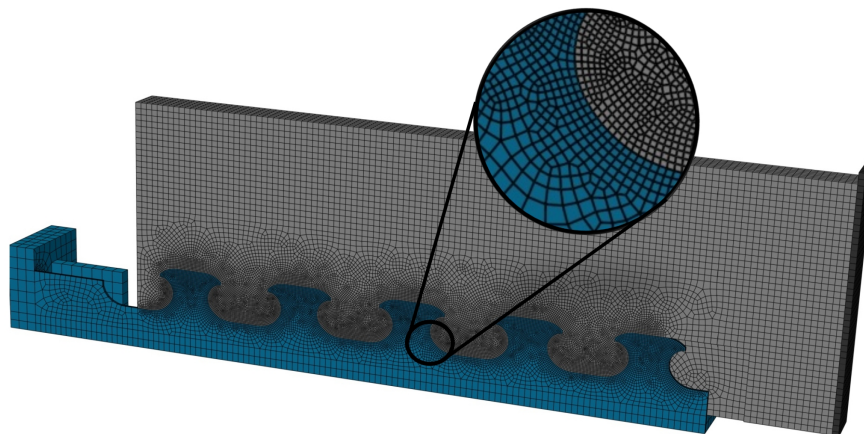


Abbildung 4.6: Globales FE-Netz und Detaildarstellung im Dübelfußbereich

4.2.4 Gleichungslöser

Aufgrund des oben beschriebenen, nichtlinearen Materialverhaltens sowie der Kontakt- und Interaktionsbedingungen des FE-Modells ergibt sich ein ausgeprägt nichtlineares System, bei dem die Systemantwort nicht proportional zur aufgetragten Kraft ist. In Abaqus stehen zwei Gleichungslöser für die numerische Integration eines solchen nichtlinearen, mechanischen Problems zur Verfügung. Abaqus/Standard ist ein

implizit über die Zeit integrierendes Verfahren. Bei diesem erfolgt eine iterative Lösung mit Hilfe des Newton-Raphson Verfahrens unter Berücksichtigung der vorgegebenen Konvergenzkriterien.

Weiterhin liegt mit Abaqus/Explicit auch ein explizit über die Zeit integrierender Gleichungslöser vor, der den zentralen Differenzenoperator als Zeitintegrationsalgorithmus verwendet. Dabei wird anstelle des statischen Gleichgewichts zwischen den inneren und äußeren Kräften das dynamische Gleichgewicht nach Gleichung (4.5) unter Vernachlässigung der Dämpfung aufgestellt. Die Knotenverschiebungen am Ende des Zeitinkrements ($t + \Delta t$) werden aus den Beschleunigungen zu Beginn des Zeitinkrements (t) ermittelt. Diese ergeben sich wiederum durch Invertieren der Massenmatrix. Da bei der Massenmatrix nur die Diagonale besetzt ist, ist dieser Vorgang numerisch deutlich einfacher und schneller als das Invertieren der Steifigkeitsmatrix beim impliziten Berechnungsverfahren [Aba12]. Aus der Beschleunigung \ddot{u} wird mit Hilfe der Gleichung (4.6) die Geschwindigkeit \dot{u} zur Mitte des Zeitinkrements Δt und über Gleichung (4.7) die Verschiebung u zum Ende des Zeitinkrements ermittelt.

$$M \cdot \ddot{u}_{(t)} = P_{(t)} - I_{(t)} \quad (4.5)$$

$$\dot{u}_{\left(t+\frac{\Delta t}{2}\right)} = \dot{u}_{\left(t-\frac{\Delta t}{2}\right)} + \frac{\Delta t_{(t+\Delta t)} + \Delta t_{(t)}}{2} \ddot{u}_{(t)} \quad (4.6)$$

$$u_{(t+\Delta t)} = u_{(t)} + \Delta t_{(t+\Delta t)} \cdot \dot{u}_{\left(t+\frac{\Delta t}{2}\right)} \quad (4.7)$$

Nach der Berechnung der Verschiebungen können im Folgenden die Verzerrungen, die Verzerrungsrate und die daraus resultierenden Spannungen in den Elementen ermittelt werden.

Um eine ausreichende Genauigkeit der Ergebnisse sicher zu stellen, müssen die Zeitinkremente im Vergleich zur impliziten Methode sehr viel kleiner gewählt werden. Bei der expliziten Berechnungsmethode erfolgt bei Belastung eine schrittweise Ausbreitung der aufgebracht Last in Form einer Beschleunigung durch den gesamten Berechnungsraum. Diese wellenförmige Ausbreitung entspricht der Ausbreitung einer Schallwelle und das kritische Zeitinkrement Δt_{max} wird von Abaqus programmintern ermittelt, indem die charakteristische Elementlänge l durch die Schallgeschwindigkeit c_s geteilt wird [Aba12]. Anschaulich bedeutet dies, dass die Wellenausbreitung in jedem Zeitschritt immer auf ein Element beschränkt ist. Aus Gleichung (4.8) ist zu erkennen, dass das kritische Zeitinkrement bei großen Elementen und einer hohen Dichte größer wird, wodurch sich geringere Gesamtrechnenzeiten ergeben. Eine Verkürzung der Rechenzeiten ist bei Abaqus aus diesem Grund durch die Verwendung des sogenannten „mass scaling“ (Massenskalierung) möglich. Hierbei wird die Masse derjenigen Elemente künstlich erhöht, die das kritische Zeitinkrement maßgeblich beeinflussen. Auf diese Weise ergeben sich größere zulässige Zeitinkremente und somit kürzere Rechenzeiten [Aba12, Bat02]. Die Verwendung der Massenskalierung sollte jedoch auf möglichst wenige Elemente beschränkt bleiben, da bei den eigentlich quasi-statischen Berechnungen ansonsten dynamische Effekte auftreten können, die das Ergebnis verfälschen. Zur Verringerung der dynamischen Effekte bei der weggesteuerten Prüfkörperbelastung wurde der Weg in Form einer Amplitude aufgebracht, deren erste und zweite Ableitung zum Start- und Endzeitpunkt gleich null ist („smooth step“) [Aba12].

$$\Delta t_{max} = \frac{l}{c_s} = l \sqrt{\frac{\rho}{E}} \quad (4.8)$$

Im Vergleich zu Abaqus/Standard bietet die explizite Berechnungsmethodik also ein bedingungslos stabiles Iterationsverfahren, das auch bei den größten Nichtlinearitäten noch Ergebnisse liefert. Da die Verschiebungs- und Spannungszustände mittels Rekursionsformeln ermittelt werden, ist keine iterative Lösung der nichtlinearen Gleichungssysteme mit Invertierung der Steifigkeitsmatrix erforderlich. Dies führt bei Systemen mit einer hohen Anzahl von Freiheitsgraden zu einer deutlichen Reduktion des rechnerischen Aufwandes und des Speicherbedarfs gegenüber der impliziten Berechnungsmethode. Es muss jedoch gerade bei quasi-statischen Berechnungen darauf geachtet werden, ob die Ergebnisse von den unweigerlich vorhandenen, dynamischen Effekten unbeeinflusst sind. Um dies zu kontrollieren, können in Abaqus Energiebetrachtungen durchgeführt werden. Außerdem sind auch Kontrollrechnungen mit dem Solver Abaqus/Standard möglich.

4.3 Einfluss der Materialmodelle und der Modellbildung

4.3.1 Materialmodelle

Im Rahmen der numerischen Untersuchungen der Push-Out Versuche wurden zunächst umfangreiche Parameterstudien durchgeführt, um die im Abschnitt 4.2.1 und Abschnitt 4.2.2 beschriebenen Materialmodelle hinsichtlich der vorhandenen Eingabeparameter sowie deren Auswirkung auf das Trag- und Verformungsverhalten der Versuchskörper im FE-Modell zu überprüfen.

Bei den Materialeinstellungen des UHPC beeinflusst vor allem die Zugfestigkeit des Betons σ_{c0} die Dübelkennlinie. Wie aus Abbildung 4.7 für eine Konfiguration mit Betonversagen (POCL 6, links) und eine mit Stahlversagen (POCL 40, rechts) zu erkennen ist, steigt mit zunehmender Zugfestigkeit für beide Fälle sowohl die Maximallast als auch die Duktilität.

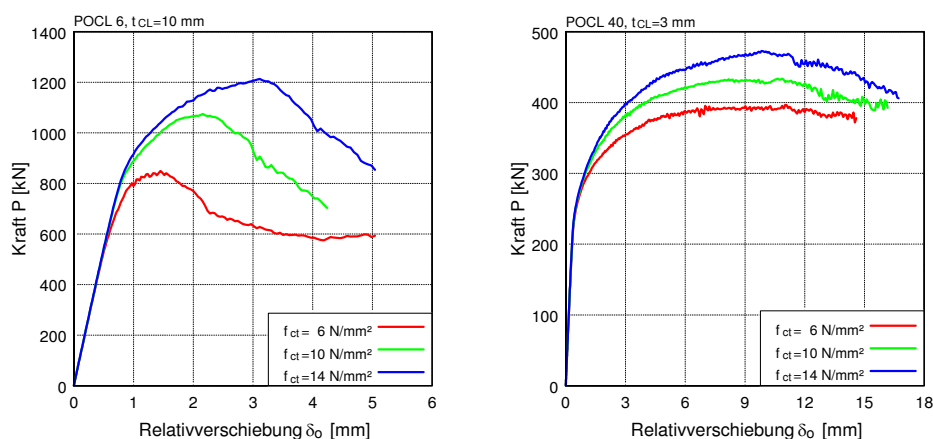


Abbildung 4.7: Einfluss der Zugfestigkeit des Betons auf das Tragverhalten bei Betonversagen (POCL 6, links) und Stahlversagen (POCL 40, rechts)

Neben der einaxialen Zugfestigkeit besitzt der Faktor D aus der Spannungs-Dehnungsbeziehung nach *Sargin* [Sar71] (Gleichung (4.3)) einen deutlichen Einfluss auf die Duktilität bei Betonversagen. Je steiler die Spannungs-Dehnungsbeziehung des Betons abfällt, also je kleiner D ist, desto spröder versagen auch die Versuchskörper.

Andere Materialparameter, wie die maximale einaxiale Betondruckfestigkeit σ_{cu} , das Verhältnis von zweiaxialer (f_{bc}) zu einaxialer Betondruckfestigkeit (f_c) oder der E-Modul E_c hatten keinen signifikanten Einfluss auf das Tragverhalten, sofern sie im Rahmen der für UHPC üblichen Grenzwerte variiert wurden. Eine Änderung der Grundparameter des CDP-Modells, wie z.B. der Exzentrizität ε , des Verhältniswerts vom Zugmeridian zum Druckmeridian K sowie des Dilatanzwinkels ψ verursachten ebenfalls keine maßgebenden Änderungen an den Ergebnissen der numerischen Simulationen. Die für alle Berechnungen verwendeten Materialeinstellungen beim CDP-Modell sind in Tabelle 4-1 noch einmal zusammengefasst.

Tabelle 4-1: Materialeinstellungen für das Concrete Damaged Plasticity Modell

| Materialkennwerte | | | CDP-Parameter | | |
|---|---|--|---------------|-----|------|
| f_{cm} | [N/mm ²] | Messwerte $f_{cm,100}$ | K_c | [-] | 0,55 |
| σ_0 | [N/mm ²] | Messwerte $f_{cm,28d}$ / Gleichung (2.3) | Ψ | [°] | 33,0 |
| E_{c0m} | [N/mm ²] | 50.000 | f_{bc}/f_c | [-] | 1,07 |
| ν | [-] | 0,19 | ε | [-] | 0,10 |
| ε_{c1} | [‰] | 4,18 | | | |
| Eingabe der Zug- und Druckseite des Materialmodells | | | | | |
| Druckseite | Spannungs-Dehnungsbeziehung nach <i>Sargin</i> [Sar71] mit $D=0,5$ (Gleichung (4.3)) | | | | |
| Zugseite | Spannungs-Rissöffnungsbeziehung nach <i>Leutbecher</i> [Leu07] (Gleichung (2.5)) mit Begrenzung der maximalen Zugschädigung auf $d_i = 0,9$ | | | | |

Die Vorgabe der Spannungs-Dehnungsbeziehung für den Stahl der Verbunddübelleiste beeinflusst vor allem die numerischen Simulationen bei denen Stahlversagen auftritt. Aus Abbildung 4.8 (links) ist zu erkennen, dass eine höhere Streckgrenze f_y zu einem verlängerten elastischen Verhalten der Dübelkennlinie führt, wohingegen eine Erhöhung der Zugfestigkeit f_{uk} eine Steigerung der maximalen Tragfähigkeit zur Folge hat (Abbildung 4.8, rechts). Die Duktilität des Stahls der Verbunddübelleiste, die sich unter anderem durch die Größe der Gleichmaßdehnung A_g und der Bruchdehnung A beschreiben lässt, ist nur bei Versuchskörpern mit ausgeprägtem Stahlversagen ($t_{CL} = 3$ mm) von Bedeutung, da Dehnungen in der Größenordnung der Gleichmaßdehnung bei anderen Versuchskörpern nur lokal erreicht wurden. Bei den Konfigurationen mit einer 3 mm dicken Verbunddübelleiste beeinflussen die möglichen plastischen Dehnungen jedoch deutlich die Duktilität.

Ein vergleichbarer Einfluss der Spannungs-Dehnungsbeziehung des Stahls wurde auch schon bei der numerischen Simulation von Push-Out Versuchen mit Klothoidenleisten in Normalbeton festgestellt [LKR14b, Lor16, LKS13]. Hierbei wurde beobachtet, dass bei Verwendung einer Spannungs-Dehnungsbeziehung mit Verfestigung eine deutliche Laststeigerung im Vergleich zur Simulation mit einer linear-elastischen ideal-plastischen Spannungs-Dehnungsbeziehung des Stahls erzielt werden kann.

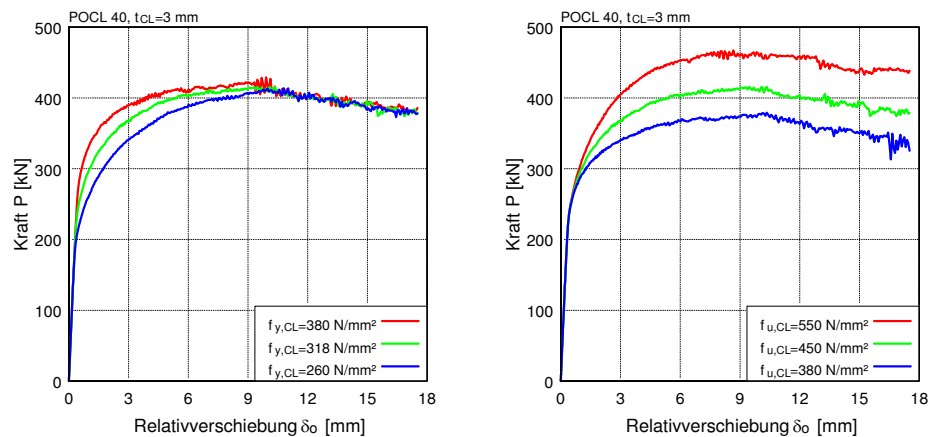


Abbildung 4.8: Einfluss der Streckgrenze (links) und Zugfestigkeit (rechts) der Verbunddübel-
leiste auf einen Push-Out Versuch mit Stahlversagen (POCL 40)

In [LKR14b] werden die Dübelkennlinien aus der numerischen Modellierung eines Push-Out Versuchs mit Stahlversagen und unterschiedlichem Verfestigungsverhalten des Stahls gegenüber gestellt (vgl. Abbildung 4.9). Bei einem ideal-plastischen Verhalten des Stahls ohne Verfestigung verläuft die Last-Verformungskurve nach dem Beginn des Fließens nahezu horizontal (Kurve ohne Markierung). Wird hingegen eine aus einem Zugversuch ermittelte bzw. idealisierte Spannungs-Dehnungsbeziehung mit Verfestigung bis hin zur Zugfestigkeit vorgegeben, steigt die Traglast nach dem Fließbeginn weiter an und fällt schließlich ab (Kurve mit kreuzförmiger Markierung). Dies stellt den realistischsten Kurvenverlauf dar und entspricht der im Rahmen dieser Arbeit verwendeten Variante (vgl. Abschnitt 4.2.2). Die Eingabe der sogenannten wahren Spannungs-Dehnungsbeziehung, bei der die wahre Spannung als Kraft bezogen auf die momentane Querschnittsfläche eingegeben wird, führt zunächst zu ähnlichen Ergebnissen wie die Kurve mit Verfestigung (technische Spannungs-Dehnungsbeziehung). Mit zunehmenden plastischen Dehnungen kommt es jedoch zu Abweichungen und es ergibt sich eine gleichmäßig ansteigende Dübelkennlinie (Kurven mit rechteckiger Markierung).

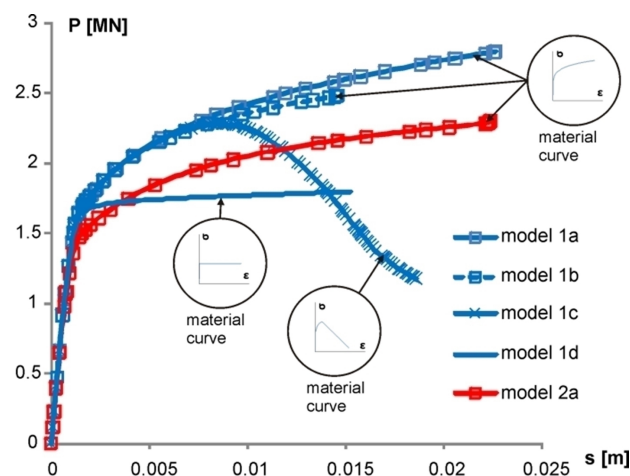


Abbildung 4.9: Numerische Ergebnisse eines Push-Out Versuchs bei Verwendung von ver-
schiedenen Spannungs-Dehnungsbeziehungen für den Stahl [LKR14b]

4.3.2 Gleichungslöser und Kontaktbedingungen

Aufgrund der in Abschnitt 4.2.4 beschriebenen Vorteile des expliziten Gleichungslösers (Abaqus/Explicit) im Hinblick auf nichtlineare Problemstellungen wurden alle Berechnungen mit Abaqus/Explicit durchgeführt. Um den Einfluss dynamischer Effekte auf das Gesamtergebnis abschätzen zu können, erfolgte bei jeder Simulation mit diesem Gleichungslöser eine Überprüfung der Energieverteilung über den gesamten Berechnungszeitraum. Zusätzlich wurden für einige Versuchskörper Vergleichsberechnungen mit dem impliziten Integrationsverfahren Abaqus/Standard durchgeführt, bei dem das Newton-Raphson Verfahren verwendet wird. In Abbildung 4.10 sind die Last-Verformungskurven für zwei Versuchsnachrechnungen dargestellt. Es ist zu erkennen, dass die Ergebniskurven der beiden Gleichungslöser für die Versuchskörper mit Betonversagen (POCL 2, links) und Stahlversagen (POCL 40, rechts) sehr ähnlich verlaufen, solange die Betonschädigungen und der Schlupf zwischen Stahl und Beton verhältnismäßig klein sind. Mit zunehmenden Relativverschiebungen und Betonschädigungen musste die Iterationsschrittweite beim impliziten Verfahren jedoch reduziert werden, bis es schließlich zum vorzeitigen Abbruch der Berechnungen kam. Die Übereinstimmungen der Last-Verformungskurven zeigen jedoch, dass die Ergebnisse der expliziten Berechnung von dynamischen Einflüssen unabhängig sind.

In Abaqus stehen dem Anwender unterschiedliche Ansätze zur Formulierung der Interaktions- und Kontaktbedingungen zur Verfügung. Die wichtigsten Eingabeparameter sind die Reibungsbeiwerte μ , die zwischen den in Abbildung 4.5 dargestellten Kontaktbereichen der Verbunddübelleiste zum UHPC sowie im Aufstandsbereich der UHPC-Scheibe wirken und so die Last-Verformungskurven beeinflussen.

Im Abschnitt 3.7.2 wurde beschrieben, dass von einem Reibungsbeiwert von mindestens $\mu = 0,4$ zwischen UHPC und Stahl ausgegangen werden kann. Um den im Rahmen der Push-Out Versuche vorliegenden Wert an der Seiten- und der Stirnfläche der Verbunddübelleiste untersuchen und den Einfluss abschätzen zu können, wurde eine Parameterstudie durchgeführt. Der Einfluss des Reibungsbeiwerts an der Seitenfläche der Verbunddübelleiste ist, wie man der linken Darstellung in Abbildung 4.11 entnehmen kann, verhältnismäßig gering. Dass es überhaupt zu einer Veränderung der Dübelkennlinie kommt, liegt an den Normalspannungen, die aus der Querdehnung des Stahldübels im lastabgewandten Dübelfußbereich resultieren.

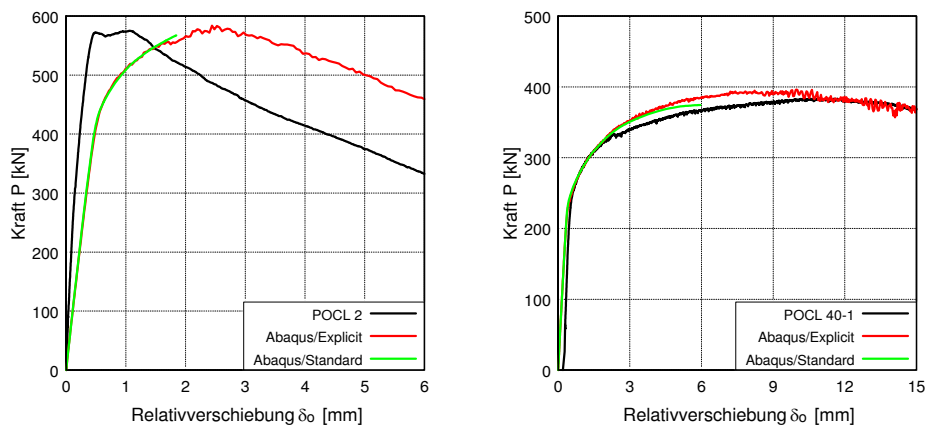


Abbildung 4.10: Vergleich von Abaqus/Standard und Abaqus/Explicit bei Versuchskörpern mit Betonversagen (POCL 2, links) und Stahlversagen (POCL 40, rechts)

Im Gegensatz dazu besitzt die Reibung entlang der Stirnfläche der Verbunddübelleiste einen deutlich größeren Einfluss auf das Last- und Verformungsverhalten (Abbildung 4.11, rechts), da besonders im Dübelfußbereich große Druckkräfte übertragen werden. Mit einem höheren Reibungsbeiwert wird mehr Kraft über Reibung in die Verbunddübelleiste eingetragen, wodurch sich die Neigung der resultierenden Belastung auf die Stahldübel reduziert und es zu einem günstigeren Lastabtrag mit einer höheren Maximallast kommt. Die durchgeführten Berechnungen, die in Abbildung 4.11 (rechts) beispielhaft für den Versuchskörper POCL 40-2 dargestellt sind, belegen, dass mit Reibungsbeiwerten unter $\mu = 0,4$ die Maximallast deutlich unterschätzt wird. Die beste Übereinstimmung ergab sich bei einem Reibungsbeiwert von $\mu = 0,6$, der daher sowohl an der Stirn- als auch an der Seitenfläche der Verbunddübelleiste für alle Versuchskörper angesetzt wurde. Eine Ausnahme hierzu bilden die numerischen Simulationen der Konfigurationen mit 5 mm dicker Verbunddübelleiste und Stahlversagen (POCL 33, POCL 35 und POCL 52). Dort wurde der Reibungsbeiwert zwischen der Verbunddübelleiste und dem UHPC zu $\mu = 0,4$ gewählt.

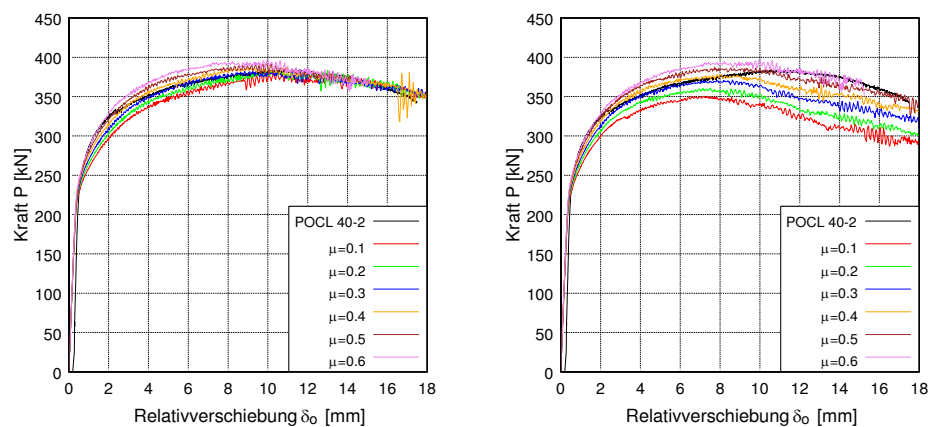


Abbildung 4.11: Einfluss des Reibungsbeiwerts an der Seitenfläche (links) und der Stirnfläche (rechts) der Verbunddübelleiste bei Stahlversagen (POCL 40-2)

Der Reibungsbeiwert im Aufstandsbereich der UHPC-Scheibe ist geringer als derjenige zwischen UHPC und Verbunddübelleiste, da der Versuchskörper auf einer Folie aufgestellt wurde, die wiederum auf einer Stahl-Grundplatte lag. Die dort vorliegende Reibung behindert die Verschiebung der UHPC-Scheiben nach außen und beeinflusst gleichzeitig die Lage und Neigung der resultierenden Druckkraft im Auflagerbereich der Scheiben. In Abbildung 4.12 sind die Spannungstrajektorien in der Mitte der UHPC-Scheibe für eine Reibung $\mu = 0,1$ (links) und $\mu = 0,6$ (rechts) dargestellt. Oben sind jeweils die Zugspannungen abgebildet und unten die Druckspannungen. Dabei ist zu erkennen, dass aus der Druckbelastung der Scheibe im Bereich der Verbunddübel eine Zugbeanspruchung an der Scheibenaußenseite resultiert, wodurch sich zusätzlich zum lokalen Spannungszustand im Verbunddübel eine globale Biegebelastung für die UHPC-Scheibe einstellt. Bei den Versuchskörpern mit kleiner Reibung im Auflagerbereich ist diese Biegewirkung stärker ausgeprägt, da der innere Scheibenbereich bei den Verbunddübeln stärker komprimiert wird als bei den Versuchskörpern, bei denen eine Abstützung an der Versuchskörperaußenseite möglich ist.

Während die resultierende Auflagerkraft bei kleinen Reibungsbeiwerten $\mu = 0,1$ nahezu senkrecht unterhalb der Verbunddübelleiste liegt, wie man aus den Druckspan-

nungstrajektorien an der Scheibenunterseite aus Abbildung 4.12 (links unten) erkennt, befindet sich die Resultierende bei einem Reibungsbeiwert $\mu = 0,6$ (Abbildung 4.12, rechts unten) sehr nah am äußeren Scheibenrand und ist zu den Verbunddübeln geneigt. Bei einem Reibungsbeiwert $\mu = 0,2$ stellt sich etwa eine gleichmäßige Pressung an der Betonunterseite ein. Ab einer Reibung von $\mu = 0,3$ ändern sich die Auflagerpressungen nur noch minimal. Die Resultierende befindet sich dann wie bei $\mu = 0,6$ immer am äußeren Rand der UHPC-Scheibe. Wenn sich die Lage der Resultierenden an der Scheibenunterseite ändert, resultieren hieraus auch veränderte Spannungszustände in der UHPC-Scheibe.

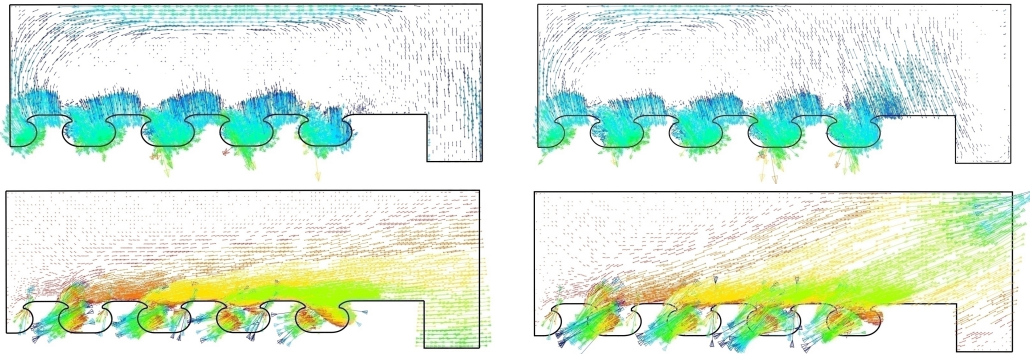


Abbildung 4.12: Zug- (oben) und Druckspannungstrajektorien (unten) im UHPC bei einem Reibungsbeiwert μ von 0,1 (links) und 0,6 (rechts) im Auflagerbereich

Am Beispiel der Konfigurationen POCL 2 und POCL 40 ist in Abbildung 4.13 dargestellt, wie sich die Veränderung der Reibung und damit auch der Spannungstrajektorien auf die Last-Verformungskurven auswirkt. Sowohl für die Versuchskörper mit Betonversagen (POCL 2, links) als auch für die mit Stahlversagen (POCL 40, rechts) ergeben sich bei größerer Reibung höhere Tragfähigkeiten und für den Fall mit Betonversagen auch eine bessere Duktilität. In diesem Fall stellt sich ebenfalls die größte Veränderung bei der Erhöhung des Reibungsbeiwerts von $\mu = 0,1$ auf $\mu = 0,3$ ein. Eine weitere Steigerung auf $\mu = 0,6$ bringt praktisch keine Änderung im Kurvenverlauf mehr.

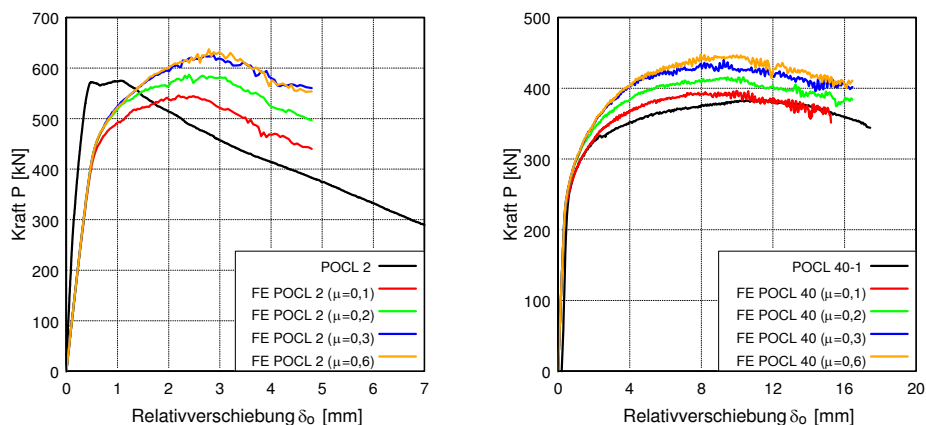


Abbildung 4.13: Vergleich der Last-Verformungskurven bei unterschiedlichen Reibungsbeiwerten im Auflagerbereich für einen Körper mit Betonversagen (POCL 2, links) und Stahlversagen (POCL 40-1, rechts)

Neben der Änderung der Spannungstrajektorien führt eine erhöhte Reibung zwischen dem UHPC und der Grundplatte auch zu einem verminderten Abheben der UHPC-Scheiben vom Stahl, da die Verschiebung nach außen im unteren Teil des Versuchskörpers durch die geneigte Auflagerkomponente behindert wird. Um den während der Versuche tatsächlich vorliegenden Reibungsbeiwert zu ermitteln, wurden bei den Konfigurationen POCL 2 und POCL 40 die horizontale Verschiebung der numerischen Simulation mit derjenigen verglichen, die im Versuch durch die Wegaufnehmer AU und BU gemessen werden konnte. Wie man den Darstellungen in Abbildung 4.14 entnehmen kann, ergibt sich die beste Übereinstimmung für POCL 2-2 bei einem Reibungsbeiwert μ zwischen 0,1 und 0,2. Mit Hinblick auf die Dübelkennlinie der Konfiguration POCL 2 (Abbildung 4.13, links) ergibt $\mu=0,2$ die besten Ergebnisse. Für den Körper mit Stahlversagen liegt für $\mu=0,1$ die beste Übereinstimmung in Abbildung 4.13 (rechts) und Abbildung 4.14 (rechts) vor. Bei der Überprüfung von weiteren Versuchskörpern konnte festgestellt werden, dass mit dem Reibungsbeiwert $\mu=0,2$ nahezu immer gute Simulationsergebnisse erzielt wurden. Daher wurde dieser Reibungsbeiwert in der Regel für alle Simulationen verwendet. Nur bei den Versuchskörpern, bei denen ein expliziter Vergleich der horizontalen Verschiebungen erfolgte und der Reibungsbeiwert 0,1 besser passte, wurde dieser verwendet. Dies war ausschließlich bei Versuchskörpern mit Stahlversagen der Fall. Wie in Abbildung 4.12 (links unten) zu sehen, wird bei diesen Reibungsbeiwerten die meiste Kraft im inneren Scheibenbereich auf die Grundplatte übertragen. Dies erklärt, warum die bei der Konfiguration POCL 17 durchgeführte Reduktion der Aufstandsweite auf 8,5 cm nur einen geringen Einfluss auf die maximale Last hat.

Bei den meisten Simulationen wurde von der bisher beschriebenen, über den Versuchsverlauf konstanten Gleitreibung zwischen Verbunddübelleiste und UHPC ausgegangen. Allerdings liegt gerade bei den Versuchskörpern ohne Maßnahmen zur Reduktion der Adhäsion zu Beginn der Versuchsdurchführung eine Adhäsion vor, die sich erst mit zunehmendem Schlupf löst (vgl. Abschnitt 3.6.1 und 3.7.2). Daher wurden einzelne FE-Berechnungen durchgeführt, bei denen die Adhäsion als zusätzliche Interaktionsbedingung zwischen der Verbunddübelleiste und dem UHPC definiert wurde. Die Ergebnisse und das Verhalten von Versuchskörpern, bei denen eine Adhäsion berücksichtigt wurde, sind im folgenden Abschnitt 4.4.1 beschrieben.

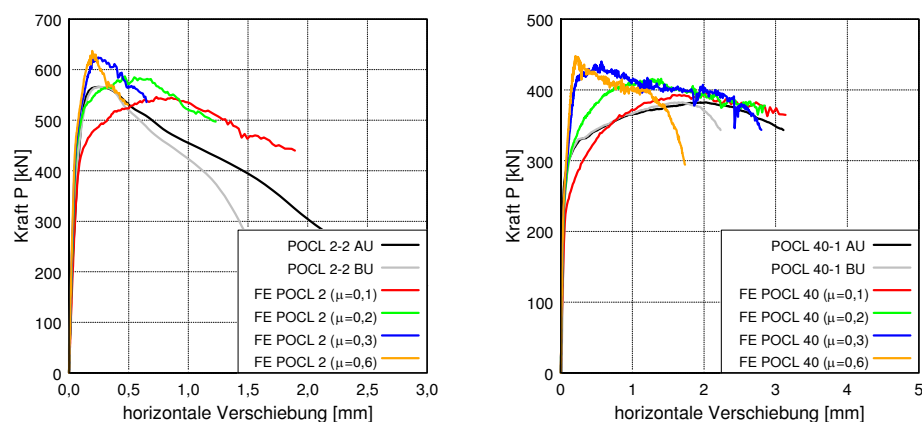


Abbildung 4.14: Vergleich der horizontalen Verschiebungen der unteren Wegaufnehmer bei unterschiedlichen Reibungsbeiwerten im Auflagerbereich für einen Körper mit Betonversagen (POCL 2-2, links) und Stahlversagen (POCL 40-1, rechts)

4.4 Validierung der numerischen Simulation

4.4.1 Vergleich der Last-Verformungskurven

Mit Hilfe des in den vorherigen Abschnitten beschriebenen FE-Modells wurde eine Vielzahl von Push-Out Versuchen numerisch simuliert. Dazu wurden für den UHPC immer die Materialeinstellungen aus Tabelle 4-1 und für den Stahl die im Abschnitt 4.2.2 beschriebenen Randbedingungen verwendet. Auch die Interaktionsbedingungen wurden in der Regel für alle Versuchskörper, wie im vorherigen Abschnitt beschrieben, identisch gewählt. Die numerischen Modelle unterschieden sich daher nur durch die gemessenen Werte der Betondruck- und Zugfestigkeit sowie die Spannungs-Dehnungsbeziehung der Verbunddübelreihe, die aus den Stahlzugproben ermittelt wurde. Der Vergleich zwischen FE-Modell und realem Versuch erfolgte im ersten Schritt auf Basis der Last-Verformungskurven. Aus der Gesamtheit der nachgerechneten Versuchskörper wurden einige ausgewählt, anhand derer die Ergebnisse der durchgeführten Simulationen im Folgenden detailliert vorgestellt werden.

In Abbildung 4.15 sind die Last-Verformungskurven einiger Konfigurationen der Serie 1 mit Betonversagen den numerischen Ergebnissen gegenüber gestellt. Hierbei ist zu erkennen, dass sowohl für Versuchskörper mit ausgeprägtem Betonversagen (POCL 5 und POCL 6) als auch für diejenigen, bei denen eine gewisse Duktilität vorhanden ist (POCL 1 und POCL 2) eine gute Approximation des Tragverhaltens durch die FE-Berechnung erfolgt. Weiterhin kann dieser Abbildung auch der positive Einfluss der Bewehrung auf die Traglast und Duktilität der Versuchskörper der Serie 1 entnommen werden. Sowohl POCL 1 als auch POCL 5 zeichnen sich im Vergleich zu den beiden unbewehrten Referenzkonfigurationen im FE-Modell, genauso wie im realen Versuch, durch eine höhere Last und eine bessere Duktilität aus.

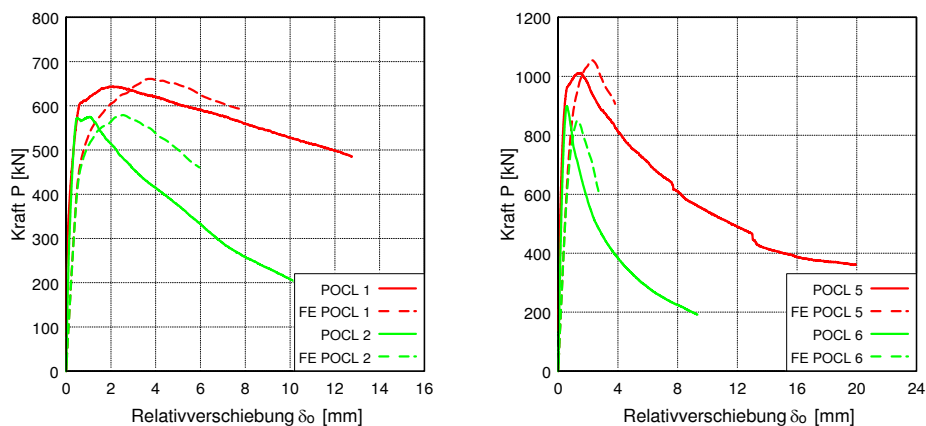


Abbildung 4.15: Einfluss der Leistendicke und der Bewehrung auf die FE-Ergebnisse am Beispiel von POCL 1 und POCL 2 (links) sowie POCL 5 und POCL 6 (rechts)

Abbildung 4.16 zeigt links den Vergleich der Last-Verformungskurven für die Konfigurationen POCL 24, POCL 26 und POCL 40 mit den FE-Ergebnissen. Hierbei handelt es sich um Versuchskörper aus der Serie 3 mit Stahlversagen, die alle mit einer 3 mm dicken Verbunddübelreihe ausgeführt wurden und sich äußerst duktil verhielten. Es ist zu erkennen, dass im Rahmen der FE-Berechnungen sowohl der Einfluss einer höheren Stahlgüte (POCL 40 vs. POCL 24) als auch der Einfluss der

UHPC-Dicke (POCL 24 vs. POCL 26) richtig erfasst werden konnte. Darüber hinaus konnte durch die Eingabe der vollständigen Spannungs-Dehnungsbeziehung des Stahls auch die Maximallast sowie der Kurvenverlauf sehr gut nachgerechnet werden.

Die rechte Darstellung in Abbildung 4.16 zeigt zum einen, dass mit den gewählten Material- und Modelleinstellungen auch Versuchskörper aus Serie 2 mit einem gemischten Beton- und Stahlversagen abgebildet werden können (POCL 30). Zum anderen wird hier gezeigt, dass der in Abschnitt 3.6.1 beschriebene Haftverbund zwischen UHPC und Stahl sich ebenfalls numerisch nachvollziehen lässt. Wie von *Juhart* [Juh11] beschrieben, ist die tatsächliche Größe des Haftverbundes von vielen Faktoren abhängig, die für jeden Einzelfall genau bestimmt werden müssten, damit eine analytische Ermittlung des Haftverbundes möglich ist. Allerdings ist der Maximalwert der Adhäsionsfestigkeit unter Normal- sowie unter Schubspannungsbeanspruchung durch die Betonzugfestigkeit begrenzt. Zur Nachrechnung des Verhaltens von Versuchskörper POCL 30-3, bei dem die Verbunddübelreihe im Gegensatz zu den Prüfkörpern POCL 30-1 und POCL 30-2 nicht eingefettet wurde, wurde eine zusätzliche Interaktionsbedingung zwischen der Verbunddübelreihe und dem UHPC definiert, mit der die Adhäsion gesteuert werden konnte. Die maximal übertragbare Spannung wurde hierbei zu 5 N/mm^2 (Normal- und Schubspannungen) festgelegt. Weiterhin wurde eine lineare, über die Relativverschiebung gesteuerte Versagensentwicklung der Adhäsion festgelegt.

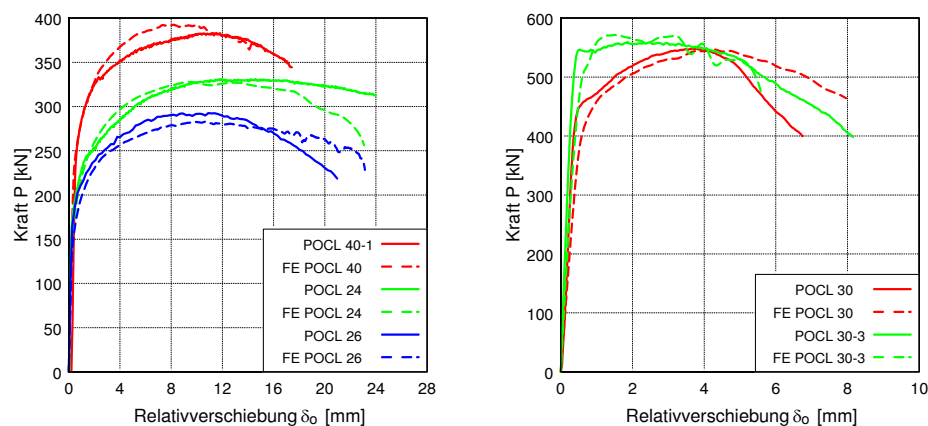


Abbildung 4.16: Ergebnisse der FE-Berechnungen bei Stahlversagen (links) und bei gemischtem Versagen (rechts)

Mit Hilfe der durchgeführten numerischen Untersuchungen zum Adhäsionseinfluss lassen sich sowohl die Steifigkeitsunterschiede zwischen den experimentellen und den numerischen Untersuchungen als auch die Unterschiede hinsichtlich der Verschiebung bei der Maximallast für die Versuchskörper mit Betonversagen erklären. Dies gilt natürlich nur für diejenigen Versuche, die ohne Maßnahmen zur Reduktion der Adhäsion durchgeführt wurden. Der Steifigkeitsunterschied zeigt sich beispielsweise in Abbildung 4.15 (rechts), wo die Versuchskörper nicht mit Fett vorbehandelt wurden. Im Gegensatz dazu gibt es beim Vergleich der Dübelkennlinie der mit Fett vorbehandelten Konfiguration POCL 45 mit der numerischen Simulation nur sehr geringe Unterschiede (vgl. Abbildung 4.17, links), obwohl jeweils ein Betonversagen auf einem ähnlichen Lastniveau vorlag. Da die Berücksichtigung der Adhäsion mit einer weiteren Kontaktbedingung eine zusätzliche Quelle nichtlinearen Verhaltens in

den numerischen Berechnungen bedeutet, wurde bei der Nachrechnung der meisten Versuchskörper auf die Abbildung des Haftverbundes in der FE-Simulation verzichtet. Die numerisch ermittelten Relativverschiebungen sind unter anderem aus diesem Grund in vielen Fällen etwas geringer als diejenigen aus den realen Untersuchungen. Eine Ausnahme dazu bilden die Konfigurationen POCL 7 und POCL 8, die mit einer Adhäsionsfestigkeit von 8 N/mm^2 nachgerechnet wurden. Der entsprechende Kurvenverlauf ist im rechten Diagramm von Abbildung 4.17 für POCL 8 dargestellt. Ohne die zusätzliche Adhäsion verhält sich der Versuchskörper in der numerischen Simulation weniger steif und versagt bereits bei einer Last von etwa 600 kN durch Abscheren des Betons entlang der Dübelumrissfläche. Die Adhäsion beeinflusst bei Verwendung von UHPC in diesem Fall also nicht nur die Relativverschiebung zwischen den Verbundpartnern, sondern auch die Höhe der Maximallast.

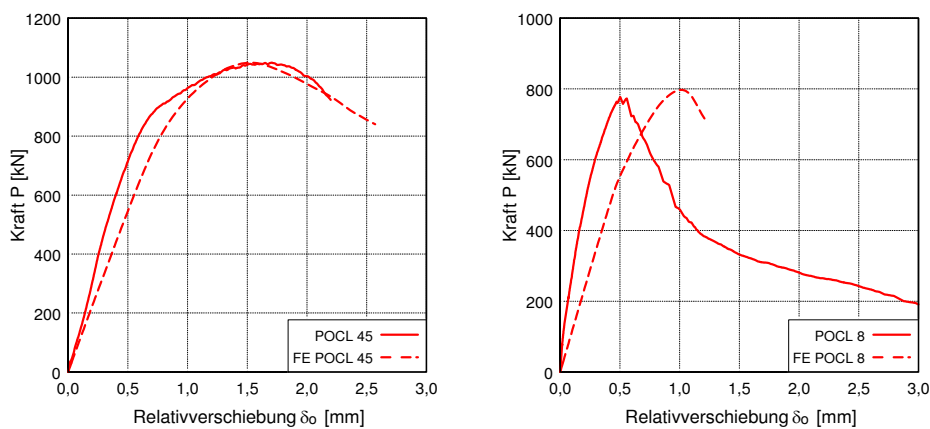


Abbildung 4.17: Numerische Simulation von Push-Out Körpern mit Betonspaltversagen (POCL 45, links) und mit Abscheren des Beton (POCL 8, rechts)

4.4.2 Vergleich der Rissbilder und Verformungen

Nach dem Vergleich der Last-Verformungskurven von experimentellen und numerischen Untersuchungen wurde im zweiten Schritt auch das Tragverhalten bzw. der Versagensmechanismus der Versuchskörper miteinander verglichen. Dazu wurden die Rissbilder im Beton sowie die Verformungen der Stahldübel aus der FE-Berechnung den realen gegenüber gestellt. Da bei den Versuchskörpern mit einem Spaltversagen äußerlich erst weit nach der Maximallast Risse auftraten, ist es bei diesen Körpern nur möglich die Rissbildung im Inneren, in der Ebene der Betondübel, zu betrachten. Ein Riss kann im FE-Modell durch die grafische Darstellung der bereits beschriebenen Schädigungsvariablen d_t ausgedrückt werden.

Für den Versuchskörper POCL 45 ist der Schädigungszustand in den Betondübeln bei der Höchstlast in der linken Darstellung von Abbildung 4.18 zu erkennen. Wie zu erwarten, sind in den Betondübeln zu diesem Zeitpunkt Risse infolge der Spaltzugbeanspruchung zu erkennen. Ganz anders sieht jedoch die Rissbildung bei den Versuchskörpern mit einem Abscherversagen aus. Wie aus Abbildung 4.18 (Mitte) für die Konfiguration POCL 8 zu erkennen ist, bilden sich dort die Zugspannungen entlang der Oberseite der Stahl- und Betondübel aus. Dies entspricht dem bereits in Abschnitt 3.5.1 beschriebenen Versagensverhalten. Bei diesen Prüfkörpern treten Risse auf, die auch äußerlich sichtbar sind.

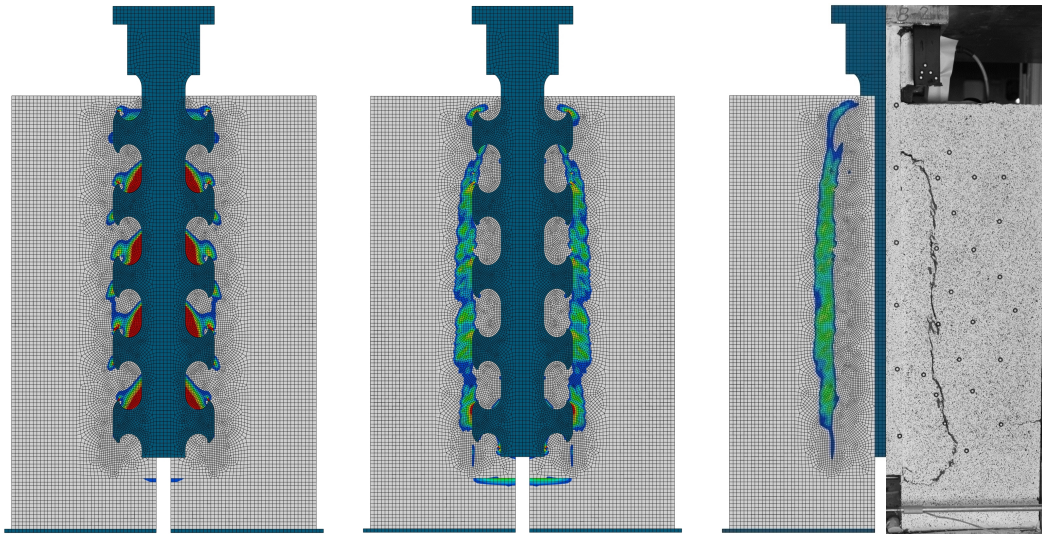


Abbildung 4.18: Rissbildung im FE-Modell der Push-Out Körper mit Spaltversagen (links, POCL 45) und Abscherversagen (Mitte, POCL 8) in der Scheibenmitte; Rechts: Außenseite von POCL 8 im Versuch und im FE-Modell

Rechts in Abbildung 4.18 ist der Vergleich der Rissbildung auf der Außenseite des FE-Modells bei der maximalen Last mit derjenigen des Versuchskörpers bei Versuchsende dargestellt. Es lässt sich auch für diesen Versagensmechanismus eine gute Übereinstimmung der Rissbildung mit dem tatsächlichen Verhalten feststellen.

Für die Versuchskörper mit Stahlversagen wurden die Verformungen der Stahldübel nach dem Versuch mit den deformierten Verbunddübeln des numerischen Modells verglichen. Hierbei zeigten sich durchweg gute Übereinstimmungen für die verschiedenen Versuchskörper mit Stahlversagen. Auch der in Abschnitt 3.4.2 und Abschnitt 3.5.1 beschriebene Effekt, dass sich die Oberseite der Stahldübel umso mehr neigt, je größer die Betonschädigungen und damit die Biegebeanspruchungen der Stahldübel sind, konnte beobachtet werden. Beispielhaft sind in Abbildung 4.19 die Verformungen für die Konfiguration POCL 24 sowohl für alle Stahldübel als auch im Detail dargestellt.

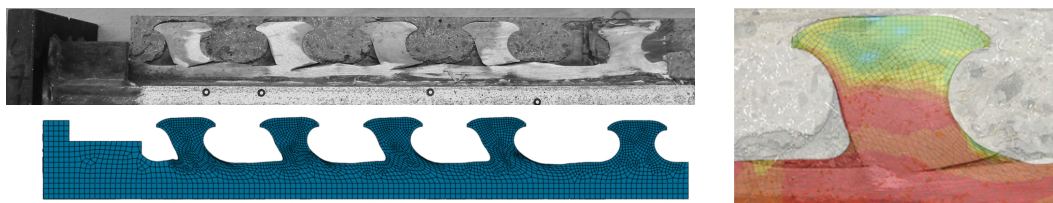


Abbildung 4.19: Vergleich der Verformungen von POCL 24-1 im Versuch und im FE-Modell für alle Stahldübel (links) und im Detailvergleich mit der überlagerten Spannungsverteilung (rechts)

4.4.3 Übersicht der Nachrechnungsergebnisse

Wie in den vorhergehenden Abschnitten an ausgewählten Push-Out Konfigurationen gezeigt werden konnte, liegt sowohl hinsichtlich der Last-Verformungskurven als auch hinsichtlich der Rissbilder und Deformation der Stahldübel eine sehr gute Übereinstimmung zwischen den experimentellen Ergebnissen und der numerischen Simulation vor. Neben den bisher vorgestellten FE-Berechnungen wurde eine Vielzahl von

weiteren Push-Out Konfigurationen numerisch untersucht. In Anhang A.3 werden die Last-Verformungskurven von allen simulierten Versuchskörpern mit den experimentellen Ergebnissen verglichen. Tabelle 4-2 fasst die maximale Last und den zugehörigen Schlupf aus diesen Diagrammen für jeden nachgerechneten Push-Out Versuch zusammen.

Tabelle 4-2: Vergleich der numerischen Simulation mit den Versuchsergebnissen

| Push-Out Versuch | max. Kraft $P_{max,FE}$ [kN] | max. Kraft $P_{max,Test}$ [kN] | P_{FE}/P_{Test} [-] | Schlupf $\delta_{Pmax,FE}$ [mm] | Schlupf $\delta_{Pmax,Test}$ [mm] | $\delta_{FE}/\delta_{Test}$ [-] |
|------------------|------------------------------|--------------------------------|-----------------------|---------------------------------|-----------------------------------|---------------------------------|
| POCL 1 | 664,5 | 644,8 | 1,03 | 3,56 | 2,07 | 1,72 |
| POCL 2 | 583,7 | 578,1 | 1,01 | 2,44 | 0,80 | 3,05 |
| POCL 3 | 557,7 | 589,9 | 0,95 | 1,79 | 0,70 | 2,56 |
| POCL 4 | 525,8 | 576,7 | 0,91 | 1,42 | 0,52 | 2,72 |
| POCL 5 | 1.060,4 | 1.013,4 | 1,05 | 2,32 | 1,42 | 1,63 |
| POCL 6 | 862,4 | 900,8 | 0,96 | 1,27 | 0,58 | 2,19 |
| POCL 7 | 874,0 | 877,7 | 1,00 | 1,00 | 0,69 | 1,45 |
| POCL 8 | 807,8 | 797,5 | 1,01 | 1,00 | 0,55 | 1,83 |
| POCL 9 | 862,4 | 890,7 | 0,97 | 1,27 | 0,45 | 2,85 |
| POCL 10 | 912,9 | 925,2 | 0,99 | 1,52 | 0,74 | 2,05 |
| POCL 11 | 912,9 | 971,9 | 0,94 | 1,52 | 0,68 | 2,24 |
| POCL 13 | 629,4 | 586,5 | 1,07 | 2,88 | 1,31 | 2,20 |
| POCL 14 | 605,3 | 607,3 | 1,00 | 4,68 | 3,96 | 1,18 |
| POCL 15 | 605,3 | 587,9 | 1,03 | 4,68 | 3,47 | 1,35 |
| POCL 16 | 605,3 | 592,6 | 1,02 | 4,68 | 3,79 | 1,23 |
| POCL 17 | 563,7 | 574,3 | 0,98 | 4,40 | 2,47 | 1,78 |
| POCL 20 | 605,3 | 590,9 | 1,02 | 4,68 | 2,09 | 2,24 |
| POCL 24 | 334,7 | 335,3 | 1,00 | 17,59 | 22,32 | 0,79 |
| POCL 26 | 286,8 | 295,2 | 0,97 | 12,55 | 10,82 | 1,16 |
| POCL 30 | 552,3 | 559,6 | 0,99 | 4,29 | 4,03 | 1,07 |
| POCL 32 | 582,8 | 556,2 | 1,05 | 9,27 | 12,47 | 0,74 |
| POCL 33 | 553,8 | 536,9 | 1,03 | 9,02 | 9,16 | 0,98 |
| POCL 35 | 518,4 | 500,0 | 1,04 | 7,10 | 6,50 | 1,09 |
| POCL 38 | 761,5 | 770,3 | 0,99 | 1,33 | 1,41 | 0,94 |
| POCL 39 | 911,6 | 872,6 | 1,04 | 2,53 | 2,18 | 1,16 |
| POCL 40 | 396,3 | 371,2 | 1,07 | 9,98 | 8,45 | 1,18 |
| POCL 41 | 389,6 | 392,2 | 0,99 | 8,95 | 11,99 | 0,75 |
| POCL 45 | 1.051,8 | 1.052,5 | 1,00 | 1,52 | 1,27 | 1,19 |
| POCL 51 | 974,8 | 973,7 | 1,00 | 1,45 | 0,79 | 1,84 |
| POCL 52 | 520,0 | 536,6 | 0,97 | 3,70 | 4,00 | 0,93 |
| POCL 53 | 367,0 | 377,8 | 0,97 | 10,58 | 12,19 | 0,87 |
| | | $\bar{x} =$ | 1,00 | | $\bar{x} =$ | 1,58 |
| | | $v =$ | 0,04 | | $v =$ | 0,42 |

\bar{x} = arithmetischer Mittelwert

v = Variationskoeffizient

Die Quotienten der FE-Werte zu den Versuchsergebnissen geben an, wie groß die Unterschiede prozentual sind. Für die maximalen Traglasten liegt der arithmetische Mittelwert \bar{x} bei 1,00 und der Variationskoeffizient v beträgt 0,04. Dies bedeutet also, dass sich die maximale Tragfähigkeit der Push-Out Körper über alle Versuchskörper hinweg sehr gut nachrechnen lässt. Aufgrund des bereits beschriebenen Einflusses der Adhäsion auf den Kurvenverlauf ist die Abweichung beim Vergleich der Verschie-

bungen zum Zeitpunkt der maximalen Last deutlich größer. Hier beträgt der Mittelwert $\bar{x} = 1,58$ bei einem Variationskoeffizient $v = 0,42$. Werden nur die Konfigurationen ab POCL 24 betrachtet, bei denen üblicherweise Fett zur Reduzierung der Adhäsion eingesetzt wurde, so reduziert sich der Mittelwert auf $\bar{x} = 1,05$ mit einem Variationskoeffizient $v = 0,26$. Unsicherheiten bei der Ermittlung der zur maximalen Kraft gehörenden Verschiebung ergeben sich neben dem Einfluss der Adhäsion auch aus den Dübelkennlinien, die ein sehr ausgeprägtes Plateau aufweisen. Dort bedeuten minimale Kraftunterschiede häufig sehr große Unterschiede bei der Relativverschiebung.

Weiterhin ist zu beachten, dass es vor allem bei den Versuchskörpern der Serie 2 mit gemischtem Versagen auch innerhalb einer Konfiguration zu deutlichen Unterschieden in den Last-Verformungskurven gekommen ist. Daher sind entsprechende Unterschiede zur numerischen Simulation zu erwarten. Eine prinzipiell gute Übereinstimmung der Verschiebungen sowie der Form der Dübelkennlinien liegt zwischen FE-Berechnung und den experimentellen Untersuchungen jedoch vor. Dies bestätigen ebenfalls die in Anhang A.3 abgedruckten Dübelkennlinien.

4.5 Erkenntnisse der FE-Berechnungen

4.5.1 Beanspruchung der UHPC-Scheiben

Aufgrund der insgesamt guten Übereinstimmungen zwischen den numerischen Simulationen und dem Trag- und Verformungsverhalten der Push-Out Körper im Versuch, wurden detaillierte Untersuchungen der UHPC-Scheiben und der Verbunddübelleisten im Hinblick auf die Tragmechanismen und Beanspruchungen durchgeführt. In Abbildung 4.20 sind die von Mises Spannungen für das gesamte FE-Modell der Konfiguration POCL 45 bei der Maximallast in der Symmetrieebene dargestellt. Die höchsten Spannungen treten hierbei in den Stahldübeln auf und die Betondruckspannungen am Dübelfuß erreichen maximale Knotenwerte von bis zu 360 N/mm^2 . Diese können bei Versuchskörpern mit Stahlversagen und 3 mm dicker Verbunddübelleiste auf bis zu 645 N/mm^2 ansteigen. Im hydrostatisch beanspruchten Dübelkernbereich des Betondübelns liegen dann im Mittel Druckspannungen von etwa 200 N/mm^2 vor.

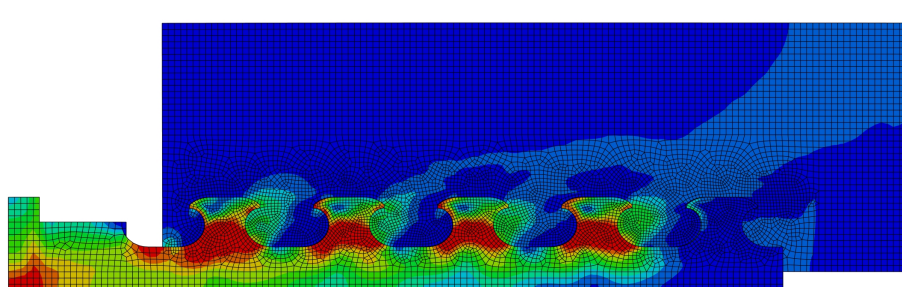


Abbildung 4.20: Von Mises Spannungen im Stahl und Beton bei der Maximallast für POCL 45

Um die Beanspruchung des Betons in der UHPC-Scheibe besser analysieren zu können, sind in Abbildung 4.21 die Druckspannungstrajektorien in der Symmetrieebene (oben) und in der Außenfläche der Scheibe (unten) für die Konfiguration POCL 45 ebenfalls zum Zeitpunkt der maximalen Beanspruchung dargestellt. Es ist deutlich zu erkennen, dass die Kraftübertragung vom Stahldübel in den Beton hauptsächlich über

die Druckstreben im Dübelkernbereich erfolgt. Zusätzlich sind aber auch die Druckstreben auf der lastzugewandten, abgerundeten Seite des Dübelkopfs sowie die stützenden Druckstreben auf der lastabgewandten, unteren Seite des Dübelkopfs sichtbar. Die Ausbreitung der Druckspannungen vom Dübelkernbereich aus erfolgt zu den Seiten also in Scheibendickenrichtung und im Bild nach oben. Nach der Lastausbreitung bilden sich in der Folge direkte, leicht geneigte Druckstreben zur Aufstandsfläche der Scheiben aus.

Im Bereich neben der Verbunddübelleiste verlaufen die Druckspannungen teilweise auch ohne Neigung in Scheibenrichtung (vgl. Abbildung 4.21, unten). Wie bereits im vorherigen Abschnitt erwähnt, erfolgt die Lastabtragung bei dieser Konfiguration mit einem Reibungsbeiwert $\mu = 0,2$ zwischen UHPC und Grundplatte verhältnismäßig gleichmäßig über die gesamte Aufstandsfläche. Hierbei bilden sich direkte Druckstreben unter einer geringen Neigung vom Betondübel zur Aufstandsfläche aus.

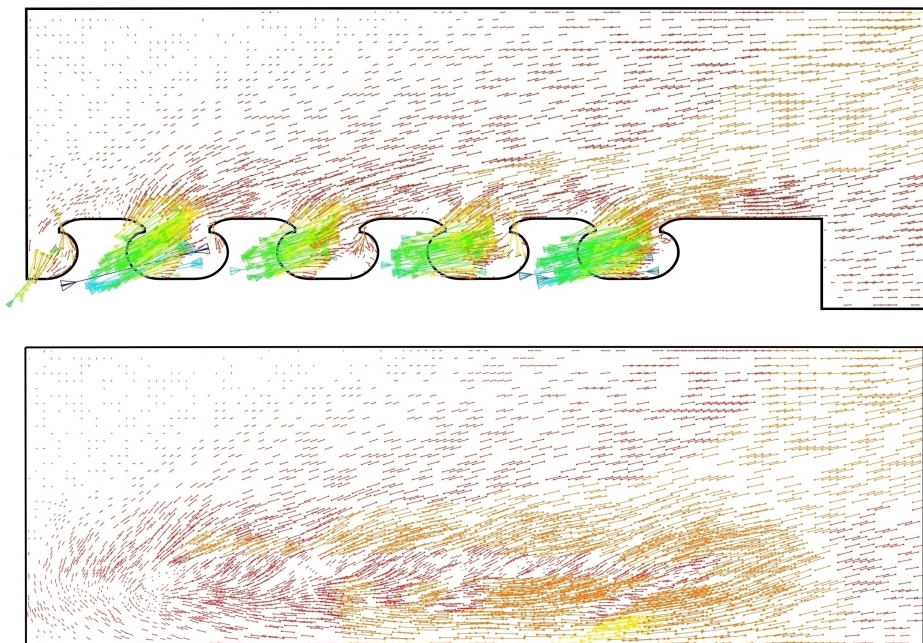


Abbildung 4.21: Druckspannungstrajektorien für POCL 45 in der Symmetrieebene (oben) und an der Scheibenaußenseite (unten) zum Zeitpunkt der Maximallast

Wie Abbildung 4.22 zeigt, erfolgt die Ausbreitung der Druckspannungen in Dickenrichtung der Scheibe unter einem sehr steilen Winkel. Dieser ist umso größer je weiter der Dübel von der Scheibenunterseite entfernt ist. Im Mittel liegt im Dübelkernbereich ein Ausbreitungswinkel von etwa 30 bis 35° vor. Aus der Lastausbreitung in Dickenrichtung resultieren die in Abbildung 4.23 (oben) dargestellten Zugspannungen im Betondübel, die senkrecht zur Schnittfläche orientiert sind. Die oberhalb der Verbunddübelleisten verlaufenden Zugspannungen, die in der Schnittebene wirken, sind an der Scheibenaußenseite (Abbildung 4.23, unten) stärker ausgeprägt, wohingegen dort keine Spaltzugspannungen mehr vorliegen.

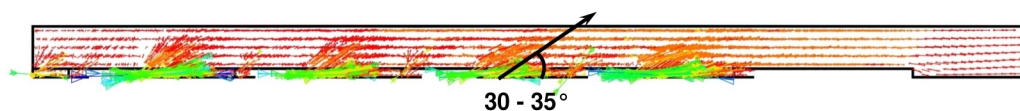


Abbildung 4.22: Druckspannungstrajektorien bei POCL 45 auf mittlerer Dübelhöhe geschnitten

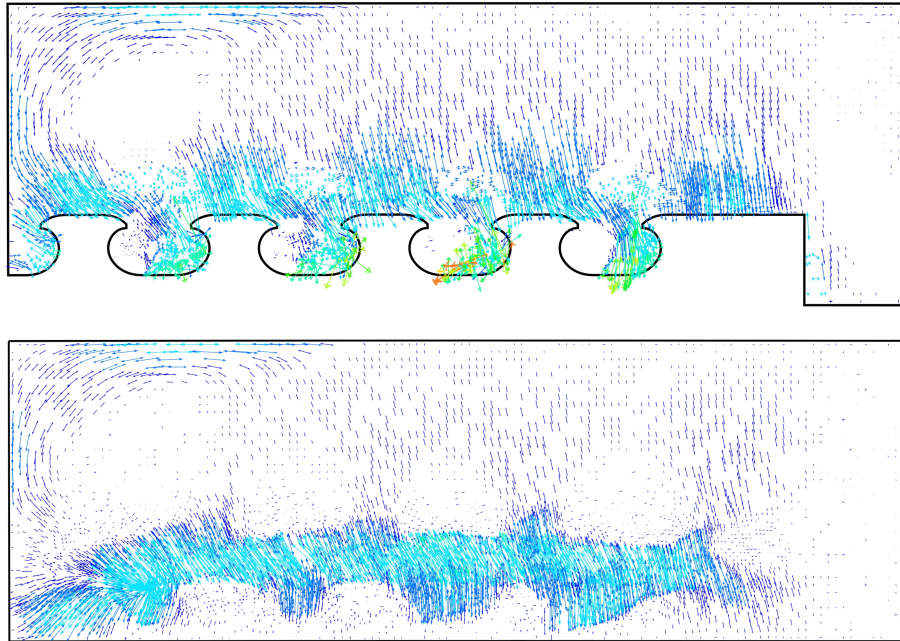


Abbildung 4.23: Zugspannungstrajektorien für POCL 45 in der Symmetrieebene (oben) und an der Scheibenaußenseite (unten) zum Zeitpunkt der Maximallast

Die Spannungen an der Scheibenaußenseite führen zu den Rissen, die bei den Versuchskörpern mit Betonversagen nach Erreichen der Traglast auftreten. Diese ergeben sich aus der Ausbreitung der Druckstreben von den Dübeln aus auf die gesamte Breite bzw. gesamte Aufstandsfläche der Scheibe, wie man in Abbildung 4.21 (unten) deutlich erkennen kann. Mit abnehmender Scheibendicke werden die Spaltzugkräfte geringer und die Zugspannungen entlang der Dübelumrissfläche erreichen die Zugfestigkeit des Betons bevor es zum Spalten kommt. Hierdurch kann ein Abscheren entlang der Dübelumrissfläche erfolgen, wie es für die Konfiguration POCL 8 beobachtet werden konnte (vgl. Abbildung 4.18, rechts).

Der Einfluss der Betonscheibendicke auf das Tragverhalten wurde in einer Parameterstudie untersucht, die detailliert in Anhang A.5 vorgestellt wird. In dieser Parameterstudie wurden Betondicken t_c zwischen 20 mm und 80 mm hinsichtlich der Beanspruchung des Betons analysiert. Abgedruckt sind dort die Ergebnisse für eine Dicke der Verbunddübelleiste $t_{CL} = 5$ mm. Die gleichen FE-Berechnungen wurden jedoch auch für $t_{CL} = 3$ mm und $t_{CL} = 10$ mm durchgeführt.

Aus den Parameterstudien war zu erkennen, dass mit abnehmender UHPC-Dicke die Traglast kleiner und die Duktilität geringer wird. Diese Beobachtung, die mit den experimentellen Ergebnissen übereinstimmt, gilt unabhängig von der Versagensart und ist auf die bei dünnerem Beton verstärkte Rissbildung zurückzuführen. Weiterhin konnten Grenzdicken definiert werden, ab denen der Übergang vom Spalten zum Abscheren des Betons stattfindet. Als Grenzdicke wurde diejenige angenommen, ab der die Zugbelastung im FE-Modell für beide Beanspruchungsarten gleich groß ist. Die Grenzdicke ist dabei auch von der Dicke der Verbunddübelleiste abhängig. Während bei einer Dicke $t_{CL} = 3$ mm erst ab Betonscheibendicken von 25 mm oder weniger mit Abscheren zu rechnen ist, kann Abscheren bei $t_{CL} = 5$ mm ab 30 mm und bei $t_{CL} = 10$ mm ab 40 mm auftreten. In den Experimenten wurde Abscheren für die Konfigurationen POCL 8 und POCL 50 mit 40 mm Betondicke und 10 mm dicker Verbunddübelleiste beobachtet, was zu den ermittelten Grenzwerten passt.

4.5.2 Beanspruchung der Verbunddübelleiste

Die Verbunddübelleiste erfährt die größten Beanspruchungen am Dübelfuß, da sich dort der Betondübel abstützt und die meiste Last eingeleitet wird, wie aus den Druckspannungstrajektorien in Abbildung 4.21 (oben) zu erkennen ist. Zur genauen Analyse der Beanspruchungen der Verbunddübelleiste ist in Abbildung 4.24 die von Mises Spannung des Stahls zum Zeitpunkt der maximalen Last für die Konfigurationen POCL 45 (a), POCL 30 (b), POCL 40 (c) und POCL 24 (d) abgedruckt. Dabei entspricht der kleinste dargestellte Wert (blau) immer der jeweiligen Streckgrenze der Verbunddübelleiste. Werte die unterhalb der Streckgrenze liegen werden also nicht dargestellt und der Höchstwert in rot wurde so festgelegt, dass er der jeweiligen Zugfestigkeit entspricht. Für die Konfiguration mit Betonversagen (POCL 45) befinden sich alle Stahldübel zum Zeitpunkt der Höchstlast über die gesamte Querschnittsfläche im plastischen Bereich. Die Spannungen überschreiten die Streckgrenze jedoch nur minimal und es ist optisch keine Deformation des Stahls erkennbar. Anders sieht dies beim Versuchskörper POCL 30 (b) mit gemischtem Versagen aus. Der Fließbereich in den Stahldübeln ist hier größer als bei POCL 45 und die Zugfestigkeit wird im untersten Stahldübel am Dübelfuß lokal erreicht. Zudem befinden sich größere Bereiche im Verfestigungsbereich und es liegt eine deutliche Deformation vor.

Bei den Versuchskörpern POCL 40 (c) und POCL 24 (d) liegen über die gesamten Stahldübelbreiten Spannungen in der Höhe der Zugfestigkeit vor. Im Dübelfuß ist die Zugfestigkeit überschritten und die Entfestigung hat begonnen. Aus der Verformungsfigur beider Konfigurationen ist zu erkennen, wie sich die Stahldübel auf der lastabgewandten Seite am Beton abstützen und dadurch hochgebogen werden. Hieraus resultieren die Spannungen im Dübelkopf, die größer sind als die Streckgrenze.

Die numerischen Spannungs- und Dehnungsverteilungen passen sehr gut zu den mittels DMS gemessenen Dehnungsverteilungen und Beanspruchungen bei den realen Versuchskörpern, die in Abschnitt 3.8 beschrieben wurden. Dies gilt sowohl für die Beanspruchungen am Dübelfuß als auch für die am Dübelkopf.

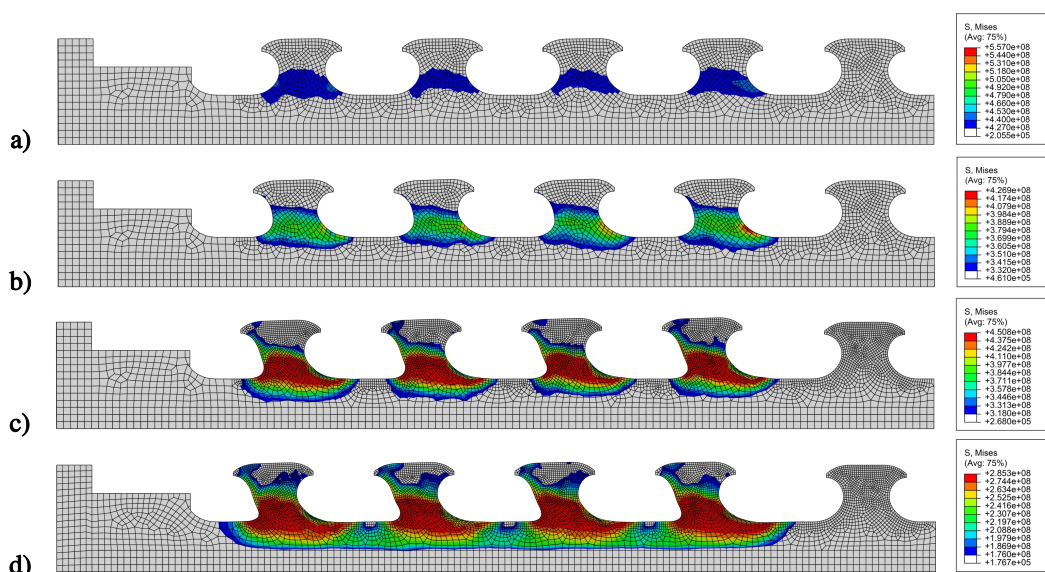


Abbildung 4.24: Spannungen im Stahl bei Beton-, gemischtem und Stahlversagen jeweils bei der maximalen Last: a) POCL 45, b) POCL 30, c) POCL 40 und d) POCL 24

Wie man aus den bisherigen Ergebnissen der Druckspannungstrajektorien, der Verformung der Stahldübel und dem Verlauf der Spannungen in Abbildung 4.24 erkennen kann, werden die Stahldübel nicht wie Kragarme beansprucht. Zum einen werden auf der lastzugewandten Seite Druckkräfte in den geneigten Teil vom Dübelkopf eingetragen und zum anderen findet auf der Rückseite des Stahldübelns aufgrund des Hinterschnitts eine Abstützung am Beton statt.

Durch die Auswertung der Kontaktspannungen entlang der Stirnfläche der Stahldübel ist es mit Hilfe der numerischen Untersuchungen jedoch möglich eine fiktive, auf den zentralen Dübelfußpunkt M bezogene resultierende Kraft P_{res} zu ermitteln. Die dabei verwendeten Kraftkomponenten P , Hebelarme e und berücksichtigten Kontaktbereiche mit der Länge s sind in Abbildung 4.25 dargestellt. Zunächst werden die Kräfte $P_{x,1}$ und $P_{y,1}$ aus den Kontaktspannungen auf der lastzugewandten Seite im Bereich der Laufvariablen s_1 ermittelt und dann zur Resultierenden $P_{res,1}$ zusammengefasst. Gleichzeitig werden der Winkel β_1 und der Abstand $e_{res,1}$ zum Punkt M ausgewertet. Im Anschluss wird der Vorgang für die Kontaktspannungen auf der lastabgewandten Seite über die Länge s_2 wiederholt, woraus $P_{res,2}$, β_2 und $e_{res,2}$ resultieren. Hieraus berechnet sich die Gesamterresultierende $P_{res,x}$ mit dem zugehörigen Hebelarm $e_{res,y}$. Je größer dieser Hebelarm ist, desto ungünstiger wird der Stahldübel als fiktiver Kragarm beansprucht, da eine größere Biegebeanspruchung vorliegt. Der Hebelarm wurde als absolute Größe in Millimetern und als relative Größe bezogen auf den Dübelabstand e_x ausgewertet. Bei einer reinen Abscherbeanspruchung ohne Reibung zwischen dem UHPC und der Grundplatte ergibt sich, wie in Abbildung 4.25 dargestellt, nur eine Resultierende $P_{res,x}$ in x-Richtung. Durch die Reibung an der Unterseite des UHPC liegt jedoch sowohl eine Komponente $P_{res,x}$ in x-Richtung als auch eine Komponente $P_{res,y}$ in y-Richtung vor, die mit steigendem Reibungsbeiwert zunimmt. Bei den Berechnungen der Hebelarme $e_{res,y}$ wurden die Kräfte $P_{res,y}$ in y-Richtung vernachlässigt. Dieser Hebelarm stellt daher lediglich ein konservatives Maß für die Biegebeanspruchung des Stahldübelns dar.

Für die Konfigurationen POCL 2 (Betonversagen) und POCL 40 (Stahlversagen) erfolgte eine Auswertung der oben genannten Kräfte, Winkel und Hebelarme jeweils zum Zeitpunkt der maximalen Last für verschiedene Reibungsbeiwerte von $\mu = 0,1$ bis $\mu = 0,6$ zwischen dem UHPC und der Grundplatte. Die Ergebnisse sind für alle Stahldübel (Dübel 1 an der Kopfplatte bis Dübel 4 an der Fußplatte) im Anhang A.5 angegeben. An dieser Stelle folgt nur eine Zusammenfassung der detaillierten Ergebnisse.

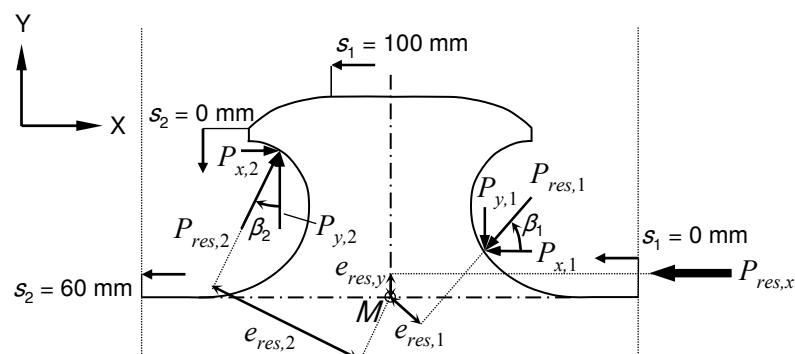


Abbildung 4.25: Ermittlung der resultierenden Belastung am Stahldübel mittels FEM

Bei den FE-Simulationen der Konfiguration POCL 40 lieferte der Reibungsbeiwert $\mu = 0,1$ die besten Übereinstimmungen mit den experimentellen Ergebnissen (vgl. Abschnitt 4.3.2). Die Auswertung der Kontaktpressungen ergibt für diesen Reibungsbeiwert eine mittlere Gesamtergebnisse für alle Dübel $P_{res,x,mittel} = 22,88 \text{ kN}$, die bei einer mittleren Höhe $e_{res,y,mittel} = 3,81 \text{ mm}$ angreift. Bezogen auf den Dübelabstand entspricht dies einer Höhe von $0,038e_x$. Da nur ein Viertel des Push-Out Körpers im FE-Modell abgebildet wurde, berechnet sich die gesamte Kraft in x-Richtung $\Sigma P_{res,x}$ aus dem 16-fachen der mittleren Kraft an einem Stahldübel.

In Tabelle 4-3 sind die Ergebnisse für verschiedene Reibungsbeiwerte an der Grundplatte zusammengefasst. Die aufsummierten Kräfte $\Sigma P_{res,x}$ belegen noch einmal, dass sich die Maximallast der Push-Out Körper mit zunehmendem Reibungsbeiwert erhöht, es jedoch ab $\mu = 0,3$ kaum noch zu einer Änderung kommt. Eine ausführliche Ermittlung der Werte in Tabelle 4-3 findet sich in Anhang A.5.

Das genaue Vorgehen zur Auswertung der Kontaktspannungen am Stahldübel und die zugehörigen Ergebnisse in Normalbeton sind in [Kož12] ausführlich beschrieben. Eine Zusammenfassung dieser Ergebnisse liegt mit [LKS13] ebenfalls vor. Die Kraftkomponenten, die sich bei dieser Auswertung unter reiner Schubbeanspruchung für Stahlversagen ergaben, können Abbildung 4.26 entnommen werden. Die dort verwendeten Verbunddübelleisten besaßen einen Abstand von $e_x = 250 \text{ mm}$, so dass die horizontale Resultierende F mit $e_{res,y} = 0,066e_x$ deutlich höher liegt, als dies bei den eigenen Auswertungen der Fall ist.

Um einen weiteren Vergleich mit POCL 40 zu ermöglichen, wurden die Werte $P_{res,1}$ und $P_{res,2}$ auf die horizontale Gesamtergebnisse $P_{res,x}$ bezogen. Für den Reibbeiwert $\mu = 0,1$ ergaben sich auf der lastzugewandten Seite der mittlere Winkel $\beta_1 = 16,1^\circ$ und die Kraft $P_{res,1} = 1,068 \cdot P_{res,x}$ und auf der lastabgewandten liegen der Winkel $\beta_2 = 8,7^\circ$ bei $P_{res,2} = 0,162 \cdot P_{res,x}$ vor. Besonders der große Winkel β_1 beim UHPC wirkt sich günstig aus. Dieser ist maßgeblich dafür verantwortlich, dass die Resultierende im UHPC niedriger angreift und der Stahldübel hierdurch weniger stark auf Biegung beansprucht wird. Es ist jedoch zu beachten, dass der ausgewertete Kontaktbereich (rot gestrichelt in Abbildung 4.26, rechts) in [Kož12] nicht mit dem für diese Arbeit gewählten Kontaktbereich übereinstimmt.

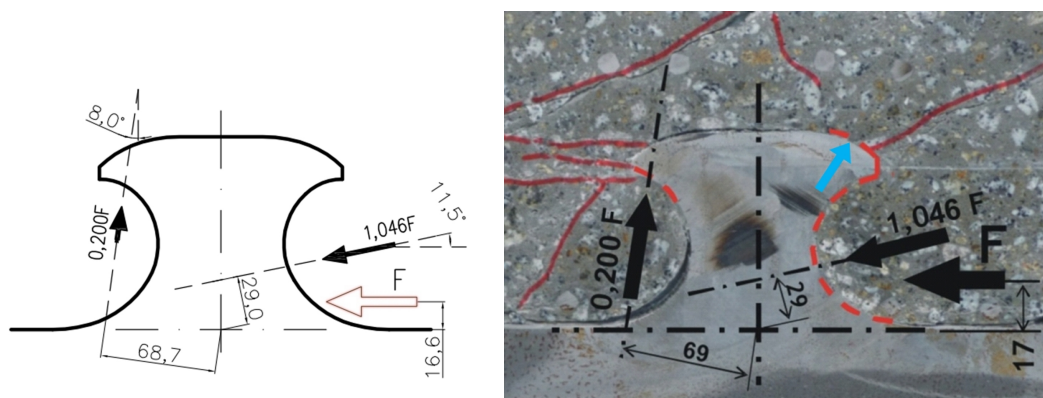


Abbildung 4.26: Resultierende Beanspruchung eines Stahldübels im GZT in der Theorie (links) und am Push-Out Körper nach dem Versuch (rechts) [LKS13]

Tabelle 4-3: Übersicht der resultierenden Beanspruchung der Stahldübel für POCL 40

| Auswertung | Reibung $\mu = 0,1$ | Reibung $\mu = 0,2$ | Reibung $\mu = 0,3$ | Reibung $\mu = 0,4$ | Reibung $\mu = 0,5$ | Reibung $\mu = 0,6$ |
|------------------------------|---|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| $P_{res,x,mittel}$ [kN] | 22,88 | 23,89 | 24,80 | 25,04 | 25,22 | 25,16 |
| $\Sigma P_{res,x}$ [kN] | 366,16 | 382,23 | 396,76 | 400,68 | 403,47 | 402,63 |
| $e_{res,y,mittel}$ [mm] | 3,81 | 2,69 | 1,17 | 0,29 | 0,54 | 0,26 |
| $e_{res,y,mittel}$ [e_x] | 0,038 | 0,027 | 0,012 | 0,003 | 0,005 | 0,003 |
| $P_{res,x,mittel}$ | Mittelwert der Kraft P_{res} über alle Stahldübel im FE-Modell | | | | | |
| $\Sigma P_{res,x}$ | Maximallast des Versuchskörpers (= $16 \cdot P_{res,x,mittel}$) | | | | | |
| $e_{res,y,mittel}$ | Mittelwert des Abstands $e_{res,y}$ über alle Stahldübel im FE-Modell | | | | | |

Die Unterschiede zu den in [Kož12] und [LKS13] präsentierten Ergebnissen für Normalbeton (vgl. Abbildung 4.26) sind neben der höheren Reibung zwischen dem UHPC und den Verbunddübelleisten auch im Versagensverhalten des UHPC und des Normalbetons bei Stahlversagen begründet. Während der Normalbeton auch bei Stahlversagen (vgl. Abbildung 4.26, rechts) eine deutliche Rissbildung erfährt, versagt der UHPC, wie im Abschnitt 3.5.1 gezeigt, teilweise gar nicht. Bei einer Belastung durch die Kraft F in Abbildung 4.26 will sich der Stahldübel an der lastzugewandten Dübelkopfseite nach oben verschieben, woraus der Versagensmechanismus des Ausstanzens und die zugehörige, sichtbare Rissbildung resultieren. Die Beanspruchung des Betons entspricht dem blauen Pfeil in Abbildung 4.26 (rechts). Bei der Anwendung in UHPC-Scheiben ist ein Ausstanzen nicht möglich und am Dübelkopf werden an der gleichen Stelle daher ebenfalls Lasten in den Stahlzahn eingetragen. Dies ist auch der Grund, weshalb der ausgewertete Kontaktbereich von demjenigen im Normalbeton abweicht.

Die zusammengefassten Ergebnisse für die Stahldübel der Konfiguration POCL 2 finden sich in Tabelle 4-4 und genaue Ergebnisse für alle Dübel finden sich ebenfalls im Anhang A.5. Für den beim POCL 2 am besten geeigneten Reibungsbeiwert $\mu = 0,2$ ergaben sich die Mittelwerte $\beta_1 = 18,9^\circ$ bei $P_{res,1} = 1,028 \cdot P_{res,x}$ und $\beta_2 = -13,7^\circ$ bei $P_{res,2} = 0,130 \cdot P_{res,x}$. Daraus ergibt sich eine mittlere Gesamtergebnisse für alle Dübel von $P_{res,x,mittel} = 35,21$ kN, die bei einer mittleren Höhe $e_{res,mittel} = 7,25$ mm angreift. Bezogen auf den Dübelabstand entspricht dies einer Höhe von $0,073e_x$. Die Lage der Resultierenden und damit auch die Belastung des Stahldübels entsprechen also etwa derjenigen, die auch beim Normalbeton festgestellt wurden.

Der Vergleich mit der Konfiguration POCL 40 zeigt, dass sich die Ergebnisse von POCL 2 aufgrund des Betonversagens, besonders auf der lastabgewandten Seite, deutlich unterscheiden. Die Resultierende auf der lastabgewandten Seite ist bei der Simulation von POCL 2 so geneigt, dass die Stahldübel zusätzlich belastet werden.

Tabelle 4-4: Übersicht der resultierenden Beanspruchung der Stahldübel für POCL 2

| Auswertung | Reibung $\mu = 0,1$ | Reibung $\mu = 0,2$ | Reibung $\mu = 0,3$ | Reibung $\mu = 0,4$ | Reibung $\mu = 0,5$ | Reibung $\mu = 0,6$ |
|------------------------------|---|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| $P_{res,x,mittel}$ [kN] | 33,35 | 35,21 | 38,64 | 38,62 | 37,95 | 38,37 |
| $\Sigma P_{res,x}$ [kN] | 533,55 | 563,42 | 618,18 | 617,98 | 607,24 | 613,91 |
| $e_{res,y,mittel}$ [mm] | 9,60 | 7,25 | 5,00 | 4,83 | 4,59 | 4,89 |
| $e_{res,y,mittel}$ [e_x] | 0,096 | 0,073 | 0,050 | 0,048 | 0,046 | 0,049 |
| $P_{res,x,mittel}$ | Mittelwert der Kraft P_{res} über alle Stahldübel im FE-Modell | | | | | |
| $\Sigma P_{res,x}$ | Maximallast des Versuchskörpers (= $16 \cdot P_{res,x,mittel}$) | | | | | |
| $e_{res,y,mittel}$ | Mittelwert des Abstands $e_{res,y}$ über alle Stahldübel im FE-Modell | | | | | |

Dies liegt daran, dass durch die geringere Deformation der Stahldübel zum Zeitpunkt der Maximallast nur Kontakt direkt unterhalb des Hinterschnitts von $s_2 = 2\text{ mm}$ bis $s_2 = 10\text{ mm}$ vorliegt. In diesem Bereich bewegt sich der Beton durch das kinematisch bedingte Abheben in y -Richtung, wodurch Reibkräfte entstehen, die in die negative x -Richtung wirken und zu einem negativen Winkel β_2 führen.

Zusammenfassend kann also festgestellt werden, dass die Stahldübel im UHPC bei Stahlversagen (POCL 40) auf der lastzugewandten Seite sowohl im Dübelkernbereich als auch am Dübelkopf belastet werden bzw. sich abstützen können. Auf der Rückseite stützen diese sich aufgrund der Deformation gleichzeitig am UHPC ab. Die Gesamtergebnisse liegen in diesem Fall deutlich niedriger als bei vergleichbaren Auswertungen mit Normalbeton, weshalb der Stahldübel weniger auf Biegung und mehr auf Abscheren belastet wird, was eine höhere Tragfähigkeit bei Stahlversagen bedeutet. Die tiefliegenden Risse in den freigelegten Stahldübeln bei der Konfiguration POCL 24 (vgl. Abbildung 3.24) bestätigen diese Erkenntnis und die Lage der Gesamtergebnisse. Darüber hinaus konnte auch gezeigt werden, dass die Spannungen in den Stahldübeln von Versuchskörpern mit einem reinen Stahlversagen über die gesamte Breite die Zugfestigkeit erreichen, während bei Versuchskörpern mit einem gemischten Versagen und ebenfalls duktilem Verhalten (POCL 30) über die gesamte Breite die Streckgrenze erreicht wird, was ebenfalls zu deutlichen Deformationen führt. Beim Betonversagen des POCL 2 versagt der Betondübel auf Spalten und es kommt nur zu minimalen Verschiebungen des Stahldübel, wodurch sich die stützende Wirkung an der Rückseite nicht ausbilden kann und der Stahldübel ähnlich beansprucht wird, wie dies auch beim Normalbeton der Fall ist. Die Stahldübel können bei Betonversagen (POCL 45) zwar die Streckgrenze erreichen, allerdings treten keine sichtbaren Verschiebungen auf.

4.5.3 Schlussfolgerungen der numerischen Untersuchungen

Es wurde ein numerisches Modell zur Simulation der Push-Out Versuche entwickelt, bei dem nur die gemessenen Werte der Betondruck- und Betonzugfestigkeit sowie die aus Zugversuchen ermittelte Spannungs-Dehnungsbeziehung der Verbunddübelleiste angepasst werden mussten, um eine sehr gute Übereinstimmung mit den experimentellen Untersuchungen zu erhalten (vgl. Abschnitt 4.4). Dabei war es im Allgemeinen möglich neben der maximalen Traglast auch das Versagensverhalten (Stahlversagen und Spalten oder Abscheren des Betons) abzubilden. Im Rahmen der Validierung der FE-Simulationen wurde eine Vielzahl von Modell- und Materialparametern variiert. Es stellte sich heraus, dass die Zugfestigkeit des UHPC zusammen mit der Betonscheibendicke den größten Einfluss auf die Tragfähigkeit besitzt. Weiterhin konnte der Einfluss der Adhäsion numerisch nachvollzogen werden und es konnte gezeigt werden, dass die Last-Verformungskurven der numerischen Berechnungen aufgrund der in der Regel nicht berücksichtigten Adhäsion eine zu flache Neigung aufweisen. Bei Versuchskörpern mit Stahlversagen beeinflusst neben den Betoneigenschaften der Verlauf der Spannungs-Dehnungsbeziehung der Verbunddübelleiste das Tragverhalten maßgeblich. Die ergänzenden Untersuchungen zur Belastung des Betons, zum Einfluss der Betonscheibendicke und zur Beanspruchung der Verbunddübelleiste bestätigten die experimentellen Ergebnisse und lieferten Aufschluss über vorhandene Unterschiede zum Tragverhalten von Verbunddübelleisten in Normalbeton. Zusätzlich konnten Grenzdicken für die Betonscheibe definiert werden, ab denen es zum Abscheren des UHPC entlang der Dübelumrissfläche kommen kann.

4.6 Ergänzende Parameterstudien

Auf Basis des kalibrierten FE-Modells wurden ergänzende Simulationen durchgeführt, um das Trag- und Verformungsverhalten von Versuchskörpern mit Konfigurationen zu untersuchen, die über den Bereich hinausgehen, der mit Hilfe der experimentellen Untersuchungen abgedeckt wurde. Hierzu wurden insgesamt 124 numerische Berechnungen von Push-Out Körpern mit Verbunddübelleisten in Klothoidenform und mit ultrahochfestem Beton durchgeführt.

Eine Übersicht über die durchgeführten FE-Berechnungen befindet sich in Anhang A.5. Die Druckfestigkeit des UHPC betrug bei allen Berechnungen $f_{cm,100} = 200 \text{ N/mm}^2$. Die Zugfestigkeit wurde mit $f_{ctm} = 6 \text{ N/mm}^2$, $f_{ctm} = 8 \text{ N/mm}^2$ oder $f_{ctm} = 10 \text{ N/mm}^2$ angesetzt. Der Schwerpunkt der ergänzenden Parameterstudien lag jedoch auf der Überprüfung des Tragverhaltens in Abhängigkeit der Betondicke und der Dicke der Verbunddübelleiste. Die Betondicke t_c wurde dazu in den numerischen Berechnungen mit einem der folgenden Werte belegt: 20 mm, 30 mm, 40 mm, 50 mm, 60 mm, 80 mm oder 100 mm. Für die Verbunddübelleisten wurde die Dicke t_{CL} zu 3 mm, 5 mm, 7,5 mm, 10 mm oder 12,5 mm gewählt. Insgesamt kamen für den Stahl vier unterschiedliche Spannungs-Dehnungsbeziehungen zur Anwendung. Um den Einfluss einer sehr hohen Streckgrenze zu simulieren und somit das Betonversagen (Spalten und Abscheren) als Grenz betrachtung unabhängig vom Fließen der Stahldübel untersuchen zu können, wurde eine vollständig linear-elastische Spannungs-Dehnungsbeziehung berücksichtigt. Diese ist in den Tabellen in Anhang A.5 durch einen Strich bei der Streckgrenze und der Zugfestigkeit gekennzeichnet. Darüber hinaus kamen die an den Versuchskörpern POCL 5 ($f_{y,CL} = 362,9 \text{ N/mm}^2$) und POCL 24 ($f_{y,CL} = 176,1 \text{ N/mm}^2$) ermittelten sowie eine fiktive Spannungs-Dehnungsbeziehung mit einer Streckgrenze von $f_{y,CL} = 269,5 \text{ N/mm}^2$ ($f_{u,CL} = 406,0 \text{ N/mm}^2$) zum Einsatz. Die Kontaktbedingungen wurden nicht variiert. Es wurde stets mit der Reibung $\mu = 0,6$ zwischen UHPC und Verbunddübelleiste sowie $\mu = 0,2$ zwischen UHPC und Grundplatte gerechnet. Die Adhäsion zwischen Stahl und Beton wurde bei den Berechnungen dieser Parameterstudie nicht berücksichtigt.

Entwicklung von Ingenieurmodellen

5.1 Allgemeines

In diesem Kapitel wird die Entwicklung von Ingenieurmodellen zur Bestimmung der Tragfähigkeit der Verbunddübelleisten in dünnem ultrahochfestem Beton beschrieben. Die Grundlage hierfür bilden die eigenen experimentellen und numerischen Untersuchungen der Push-Out Körper sowie die Ergebnisse der Literaturrecherche in Kapitel 2.

Zunächst erfolgt eine Analyse des Verformungsverhaltens und der Duktilität der Verbunddübelleisten in dünnem UHPC mit einer geringen seitlichen Betondeckung. Ziel ist es, das Trag- und Verformungsverhalten der Verbunddübelleisten mit demjenigen in normal-, hoch- und ultrahochfestem Beton mit großem seitlichen Randabstand vergleichen zu können. Dies gilt vor allen Dingen für die Steifigkeit und die Duktilität der Verbunddübelleisten.

Basierend auf den bestehenden Ansätzen zum Stahlversagen, den Untersuchungen anderer Forscher und sowie den eigenen Ergebnissen wird dann ein Ingenieurmodell zur Stahltragfähigkeit entwickelt, in dem auch die Eigenschaften des Betons berücksichtigt werden. Der im Rahmen der Push-Out Versuche beobachtete Einfluss der Betondruck- bzw. Betonzugfestigkeit und der Betondicke kann auf diese Weise erfasst werden. Für das in den Push-Out Versuchen ebenfalls aufgetretene Abscherveragen entlang der Dübelumrissfläche werden Randbedingungen definiert, unter deren Berücksichtigung dieser Versagensmechanismus ausgeschlossen ist. Darauf folgend wird auf Grundlage aller experimentellen und numerischen Ergebnisse die maximale Tragfähigkeit der Verbunddübelleisten bei Spaltzugbeanspruchung des dünnen UHPC mit Hilfe eines mechanischen Modells beschrieben.

Abschließend werden die entwickelten Ingenieurmodelle einer statistischen Auswertung nach Anhang D des Eurocode 0 [DIN10a] unterzogen. Hierbei werden u.a. die Streuung der Basisvariablen sowie die Vorhersagequalität des Ingenieurmodells berücksichtigt, wodurch eine Überführung in Bemessungsmodelle ermöglicht wird.

5.2 Beurteilung der Steifigkeit und Duktilität

5.2.1 Steifigkeit

Die Steifigkeit und die Duktilität stellen neben der Tragfähigkeit die wichtigsten Eigenschaften eines Verbundmittels dar. Eine hohe Steifigkeit ist im elastischen Traglastbereich erwünscht, damit bei der Schnittgrößenermittlung die Nachgiebigkeit der Verbundmittel vernachlässigt werden kann, der angenommene Verdübelungsgrad gerechtfertigt ist und es nicht schon unter Gebrauchslasten zu einem unerwünschten Schlupf zwischen Stahl und Beton kommt. Alternativ muss die Berechnung nach der aufwändigeren Theorie des elastischen Verbundes erfolgen. Eine ausreichende Duktilität ist in der Regel in allen Baukonstruktionen erwünscht. Im Verbundbau ermöglicht diese eine Umlagerung der Schubkräfte in der Verbundfuge zwischen den Verbundmitteln, wodurch die Bemessungen nicht nur sicherer, sondern vielfach auch wirtschaftlicher werden.

Bei den in Kapitel 3 beschriebenen Versuchen wurde die Steifigkeit der Versuchskörper bis 50 % der Maximallast ausgewertet. Die ermittelten Steifigkeiten können den Tabellen in Abschnitt 3.3.2 entnommen werden. Da die Last-Verformungskurven der Push-Out Körper mit Stahlversagen in diesem Bereich linear verlaufen und das Fließen der Verbunddübelsteife erst nach diesem Punkt beginnt, handelt es sich um die Tangentensteifigkeit der Verbundfuge. Bei den Prüfkörpern mit Betonversagen erstreckt sich der elastische Anfangsbereich noch weiter. Bei diesen begann die Reduktion der Steifigkeit frühestens ab 75 % der maximalen Tragfähigkeit. Die vergleichsweise großen Streuungen dieser Ergebnisse sind unter anderem auf den häufig ausgeprägten Einfluss der Adhäsion zurückzuführen. Zusätzlich besitzen bei den insgesamt sehr geringen Relativverschiebungen kleine Messungenauigkeiten einen großen Einfluss auf das Ergebnis.

Insgesamt ergab sich nach der Auswertung der eigenen Push-Out Versuche eine sehr hohe mittlere Steifigkeit von $c_{u,D} = 565 \text{ kN/mm}$ je Verbunddübel. Dabei wurden 77 Versuchsergebnisse ausgewertet. Die Versuchskörper mit seitlicher Randeinfassung, mit Normalbeton und mit isolierten Betondübeln wurden nicht berücksichtigt. Für die 39 Versuchskörper, bei denen zusätzlich noch Maßnahmen zur Reduktion der Adhäsion durchgeführt wurden, sind im Anhang A.6 weitere Auswertungen enthalten. Bei diesen liegt eine mittlere Steifigkeit von $c_{u,D} = 350 \text{ kN/mm}$ vor. Die geringere Steifigkeit lässt sich direkt auf den Einfluss der Adhäsion zurückführen, da auch die 12 Push-Out Versuche mit Betonversagen und reduzierter Adhäsion bereits eine mittlere Steifigkeit $c_{u,D} = 470 \text{ kN/mm}$ bei einem 5 %-Quantilwert von $c_{u,D,5\%} = 339 \text{ kN/mm}$ aufweisen und somit unterhalb des Mittelwerts aller Versuchsergebnisse liegen. Für die 27 Versuchskörper mit Stahlversagen und reduzierter Steifigkeit ergibt sich der Mittelwert $c_{u,D} = 297 \text{ kN/mm}$. Eine Unterteilung der Versuchskörper mit Stahlversagen zeigt, dass diejenigen mit 5 mm dicker Verbunddübelsteife eine mittlere Steifigkeit von $c_{u,D} = 344 \text{ kN/mm}$ und einen 5 %-Quantilwert von $c_{u,D,5\%} = 274 \text{ kN/mm}$ erreichen. Für Versuchskörper mit 3 mm dicker Verbunddübelsteife reduzieren sich die Werte noch einmal zu $c_{u,D} = 176 \text{ kN/mm}$ und $c_{u,D,5\%} = 92 \text{ kN/mm}$.

Die rechnerische Ermittlung der Steifigkeit einer Verbunddübelsteife wird in [Gal14] über ein mechanisches Federmodell vorgestellt. Nähere Erläuterungen und eine Anwendung hierzu finden sich unter anderem in [GCH15] und [CH17]. Es sieht eine

Reihenschaltung von drei Federn zur Berücksichtigung der Biegung des Stahldübels, der Schubverformung des Stahldübels und zur Stauchung des Betondübels vor. Der Aufbau des Modells und die Anwendung auf die eigenen Versuchsergebnisse wird in Anhang A.6 ausführlich erläutert. Abweichend zu den in [GCH15] und [CH17] präsentierten Berechnungen dieses Modells wird bei den eigenen Versuchen aufgrund der durchgeführten Messungen von einem ungerissenen Beton ausgegangen und somit die Tangentensteifigkeit der Verbunddübelreihe ermittelt. Bereits in [Gal14] wurde eine leichte Überschätzung der Steifigkeit der Puzzleleiste für große E-Module des Betons registriert. Für die eigenen Versuchskörper mit Puzzleleiste ergaben sich aus dem Modell allerdings theoretische Steifigkeiten in der Verbundfuge, die immer etwa doppelt so hoch waren wie die im Versuch gemessenen. Daher wurden für die Versuchsauswertung unabhängig von der Form der Verbunddübelreihe immer die Formeln für die Klothoidenform verwendet.

Die Anwendung dieses so modifizierten Modells aus [Gal14] liefert für die eigenen Versuchskörper mit reduzierter Adhäsion eine gute Abschätzung der Tangentensteifigkeit, wie man der Dokumentation im Anhang A.6 entnehmen kann. Werden alle Versuchskörper betrachtet, so ergibt sich eine theoretische mittlere Tragfähigkeit von $c_{D,t} = 359 \text{ kN/mm}$, was bedeutet, dass sich ein Mittelwert von $\bar{x} = 0,98$ für die Quotienten der gemessenen Steifigkeit zur theoretischen Steifigkeit von $c_{u,D}/c_{D,t}$ einstellt. Gleichzeitig liegt der Variationskoeffizient mit $\nu = 0,24$ auf einem verhältnismäßig niedrigem Niveau, wenn man die Streuung der gemessenen Versuchsergebnisse innerhalb einer Konfiguration berücksichtigt. Auch wenn die Versuchskörper mit Betonversagen ($\bar{x} = 0,89$; $\nu = 0,20$) und Stahlversagen ($\bar{x} = 1,03$; $\nu = 0,24$) einzeln betrachtet werden, können die Steifigkeiten gut abgeschätzt werden. Das im Anhang A.6 vorgestellte Modell kann daher zur Abschätzung der Tangentensteifigkeit von Verbunddübelreihen in dünnem UHPC verwendet werden.

In anderen Versuchsreihen von Verbunddübelreihen in UHPC wurden ebenfalls die Steifigkeiten im elastischen Anfangsbereich der Last-Verformungskurven ermittelt. Dabei wurde in [Sei+13a] beobachtet, dass die Anfangssteifigkeit der Dübelkennlinien linear mit den verwendeten Blechdicken ansteigt. Für Versuchskörper mit 4 mm dicker Verbunddübelreihe ergab sich ein Mittelwert von $c_D = 72 \text{ kN/mm}$. Bei $t_{CL} = 8 \text{ mm}$ und $t_{CL} = 12 \text{ mm}$ ergaben sich $c_D = 143 \text{ kN/mm}$ bzw. $c_D = 215 \text{ kN/mm}$. Insgesamt sind die Steifigkeiten der eigenen Versuche aufgrund der Einbettung der Verbunddübelreihe in die Scheibe höher als dies bei der Anwendung in Platten der Fall ist, wo die Steifigkeit des Betons mit Hinblick auf eine Ausstanzverformung einen größeren Einfluss hat. Dies gilt daher vor allem bei den dickeren Verbunddübelreihen und Betonversagen, wohingegen die Ergebnisse bei dünnen Verbunddübelreihen und Stahlversagen eher in der gleichen Größenordnung liegen. Die Auswertung der Anfangssteifigkeiten aus [Hei11], wo Puzzleleisten mit Dicken von 10 mm bis 21 mm in UHPC untersucht wurden, zeigt hingegen keinen Einfluss der Blechdicke. In dieser Versuchsreihe ergab sich für Ausstanzen des UHPC ein Mittelwert von $c_D = 612 \text{ kN/mm}$ und bei Stahlversagen ein Mittelwert von $c_D = 550 \text{ kN/mm}$.

Die Größenordnung der gemessenen Steifigkeiten liegt selbst für Verbunddübelreihen mit Stahlversagen im typischen Bereich eines Kopfbolzens mit 19 mm Durchmesser von $c_{KB} = 250 \text{ kN/mm}$ [HSB10]. Der Einfluss der Nachgiebigkeit der Verbundfuge kann daher auch bei der Anwendung von Verbunddübelreihen vernachlässigt werden, sofern übliche Verdübelungsgrade vorliegen.

5.2.2 Adhäsion und Gleitreibung

Der Einfluss der Adhäsion auf die experimentellen Untersuchungen wurde in Abschnitt 3.6.1 ausführlich beschrieben. Hierbei wurde beobachtet, dass die Adhäsion bei Push-Out Körpern aus UHPC bis hin zur Maximallast der Versuchskörper wirksam sein kann. Dieses Tragverhalten konnte auch durch die FE-Simulationen (vgl. Abschnitt 4.4.1) nachvollzogen werden. Ebenso zeigen die im Abschnitt 5.2.1 vorgestellten Auswertungen zur Steifigkeit die Auswirkungen der Adhäsion auf die Push-Out Versuche.

Im Hinblick auf die von *Juhart* [Juh11, Juh+12] beschriebene Erkenntnis, dass die Haftzugfestigkeit von UHPC auf glatten Stahloberflächen die Größenordnung der Betonzugfestigkeit erreichen kann, erscheinen diese Ergebnisse plausibel. Bei rauen Oberflächen stellte *Juhart* in vielen Fällen unter Haftzug- und Haftschubbelastung Betonbruch fest.

Der theoretisch mögliche Kraftanteil, der über Adhäsion bei den Push-Out Körpern übertragen werden kann, ergibt sich aus der vorhandenen Kontaktfläche einer 60 mm dicken UHPC-Scheibe mit dem Stahl sowie der Haftzugfestigkeit zwischen Stahl und UHPC. Die Kontaktfläche setzt sich aus der Grundfläche mit 30.000 mm² und den vier Seitenflächen der Verbunddübelleiste mit je 14.760 mm² (vier Verbunddübel) zusammen. Die Gesamtkontaktfläche beträgt somit 119.040 mm². Als minimale tangential Adhäsionsfestigkeit wird nach den Untersuchungen von *Juhart* [Juh11, Juh+12] an einer glatten Oberfläche der Wert 5,3 N/mm² angenommen. Die maximale tangential Adhäsionsfestigkeit wird in der Größenordnung der mittleren Zugfestigkeit des verwendeten UHPC mit 7,8 N/mm² angesetzt. Mit diesen beiden Grenzwerten ergeben sich für nicht vorbehandelte Push-Out Körper Adhäsionskräfte zwischen 630 kN und 929 kN. Bei den eigenen Versuchskörpern wurde der Stahl vor den Versuchen nicht glattpoliert und durch die Verschweißung der Verbunddübelleiste lagen zusätzlich Unebenheiten an der Schweißnaht vor. Hierdurch ist mit einer hohen Haftzugfestigkeit zu rechnen. Allerdings ergibt sich aus dem Schwinden des UHPC ein gegenteiliger Effekt. Die tatsächliche Größenordnung der Haftzugfestigkeit bei den eigenen Versuchen lässt sich daher nicht quantifizieren. Sowohl die obige Berechnung, die im Bereich der gemessenen und numerisch ermittelten Adhäsionskräfte liegt, als auch die Untersuchungen bei der Konfiguration POCL 30 belegen, dass der Einfluss der Adhäsion qualitativ richtig erfasst wurde. Mit Hilfe der Auswertungen zur Steifigkeit und der speziellen Untersuchung an der Konfiguration POCL 30 konnte gezeigt werden, dass sich die Adhäsion bei Verwendung von Fett deutlich reduziert.

Die Maximallast ist nach den vorliegenden Ergebnissen von der Adhäsion unabhängig, da spätestens bei Erreichen der Maximallast durch die Belastung der Stahldübel so große Relativverschiebungen auftreten, dass die Adhäsion versagt und in der Folge die gesamte Lastabtragung über die Verbunddübelleiste erfolgt. Im Rahmen von Ingenieurmodellen sollte die Adhäsion, wie im Normalbeton auch, aufgrund der Streuung und oben beschriebener Unsicherheiten nicht berücksichtigt werden. Dies liegt gleichzeitig auch für den Ansatz der Steifigkeit der Verbundmittel auf der sicheren Seite.

Nachdem die Adhäsion überwunden ist, wirkt die Gleitreibung. Der Einfluss der Gleitreibung auf die Tragfähigkeit von Verbunddübelleisten in Normalbeton wurde

bereits in [FPO06] beschrieben. Demnach hat ein höherer Reibungsbeiwert auch eine höhere Stahltragfähigkeit zur Folge. Die eigenen Auswertungen hierzu wurden ausführlich in Abschnitt 3.7.2 beschrieben und in Abschnitt 4.3.2 erfolgte die numerische Überprüfung. In beiden Fällen konnte, wie auch von anderen Forschern [Gor06, Wie13] bereits beobachtet, der hohe Reibungsbeiwert zwischen UHPC und Stahl festgestellt werden. Zusätzlich konnte mit Hilfe der numerischen Untersuchungen der große Einfluss auf die Tragfähigkeit eines Push-Out Körpers nachgewiesen werden. Die Gleitreibung wird in den vorhandenen Ingenieurmodellen indirekt berücksichtigt.

5.2.3 Duktilität

Da bei einer ausreichenden Duktilität eine Umlagerung der Schubkräfte in der Verbundfuge zwischen den Verbundmitteln möglich ist, werden für diese Eigenschaft eines Verbundmittels im Eurocode 4 [DIN10c] spezielle Vorgaben gemacht. Wie in Abschnitt 2.5 beschrieben wurde, hängt die erforderliche Duktilität immer von den jeweiligen Einsatzbedingungen des Verbundmittels, wie z.B. Trägerlänge und Bau-stahlquerschnitt, ab. Die erforderliche Mindestduktilität von Verbunddübeln in dünnem UHPC und in Kombination mit der externen Bewehrung muss daher im Rahmen von Verbundträgerversuchen (vgl. Kapitel 6) ermittelt werden.

Bei den experimentellen Untersuchungen der Verbunddübeln in den Push-Out Versuchen wurde das vom Eurocode 4 [DIN10c] für ein duktiles Tragverhalten geforderte charakteristische Verformungsvermögen $\delta_{uk} = 6\text{ mm}$ in vielen Fällen nicht erreicht. Ein Grund hierfür ist, dass beim Betonversagen (Spalten und Abscheren) ohne die Verwendung von Betonstahlbewehrung ein sprödes Versagen vorlag. Für diese experimentell geprüften Versuchskörper liegt der Mittelwert der Duktilität bei $\delta_{uk} = 1,18\text{ mm}$. Die Verwendung von Betonstahlbewehrung verbesserte die Duktilität bei Versuchskörpern mit Spaltversagen jedoch deutlich. Zusätzlich wiesen auch die Push-Out Körper mit reduzierter Adhäsion eine größere Duktilität auf.

Der andere Hauptgrund für die geringe Duktilität ist die geringe Dübelhöhe der Verbunddübeln. Wie Lorenc [LKR14a, Lor16] berichtet, wird die Tragfähigkeit der Verbunddübeln nicht von ihrer Höhe beeinflusst. Die Duktilität ist hingegen linear von dieser abhängig. Dieser Zusammenhang ist in Abbildung 5.1 dargestellt.

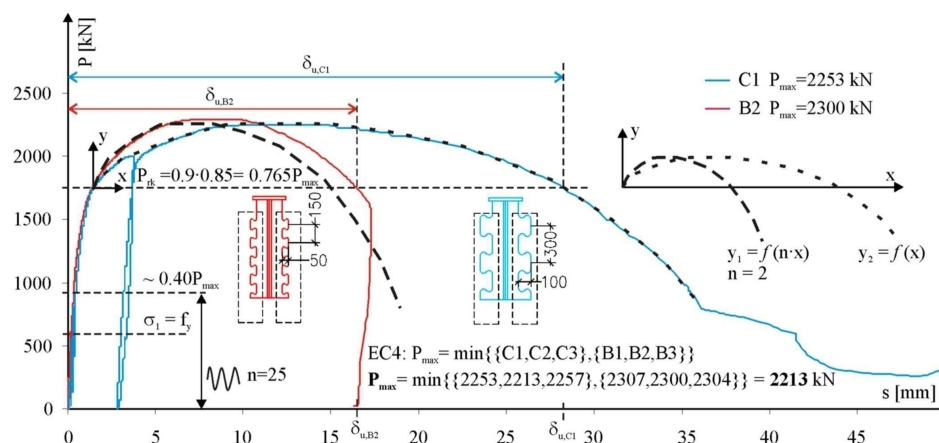


Abbildung 5.1: Vergleich der Dübelkennlinien von Versuchskörpern mit unterschiedlich großen Verbunddübeln [LKR14a]

In dieser Darstellung sind die Last-Verformungskurven einer Versuchsserie mit Verbunddübelleisten in Normalbeton abgebildet. Bei einem Versuchskörper wurde die Verbunddübelleiste mit dem Faktor 0,5 skaliert (rote Kurve), so dass die Stahldübel nur halb so hoch waren und dafür die doppelte Anzahl vorlag. Wie der Abbildung zu entnehmen ist, verändert sich die maximale Traglast nicht, während sich die Duktilität deutlich reduziert. Dies ist darauf zurückzuführen, dass bei einer Biegung des Stahldübels aus der halben Höhe auch nur die Hälfte der Verschiebung am Dübelkopf resultiert.

Da die erreichbare Duktilität von der Höhe der Verbunddübelleiste abhängt, kann ein Vergleich der bei den eigenen Versuchen in UHPC erzielten Relativverschiebungen mit denen in Normalbeton nur erfolgen, wenn die Dübelhöhe einbezogen wird. Für die Entwicklung der Zulassung zu den Verbunddübelleisten [DIB13] wurden in [Fel+12] insgesamt 27 Versuche mit Stahlversagen und Klothoidenleisten ausgewertet. Davon wurden 24 mit einer Dübelhöhe $h_d = 115$ mm ($e_x = 250$ mm) und drei mit einer Dübelhöhe $h_d = 80$ mm ($e_x = 200$ mm) durchgeführt. Die mittlere Duktilität der höheren Versuchskörper betrug $\delta_{uk} = 16,9$ mm und die minimale Duktilität lag bei $\delta_{uk} = 7,7$ mm. Die Versuchskörper mit den niedrigeren Verbunddübelleisten ($h_d = 80$ mm) wiesen eine mittlere Duktilität $\delta_{uk} = 8,4$ mm auf, wobei das Duktilitätskriterium nach Eurocode 4 bei einem Versuch mit $\delta_{uk} = 5,5$ mm nicht erreicht werden konnte.

Aufgrund des oben beschriebenen Verhaltens von skalierten Verbunddübelleisten in Normalbeton wurde für die im Rahmen dieser Arbeit verwendeten Klothoidenleisten mit $e_x = 100$ mm und $h_d = 40$ mm erwartet, dass sich im Vergleich zu den Zulassungsversuchen eine Reduktion der Duktilität auf 50 % ($h_d = 80$ mm) bzw. 35 % ($h_d = 115$ mm) einstellt. Die Tragfähigkeit bei Stahlversagen sollte sich hingegen mit dem Ingenieurmodell, das der Zulassung zugrunde liegt, beschreiben lassen.

Die im Rahmen der eigenen experimentellen Untersuchungen maximal erreichte Verformungsfähigkeit betrug $\delta_{uk} = 31,7$ mm (POCL 24-1). Sowohl dieser Wert als auch der Mittelwert der Versuchsserie 3 mit Stahlversagen ($\delta_{uk} = 14,8$ mm) liegen in der Größenordnung der Verformungen der Verbunddübelleisten mit $h_d = 115$ mm in Normalbeton und somit deutlich über den erwarteten Werten. Dies zeigt zum einen, dass die kleinen Verbunddübelleisten in diesem Fall eine sehr gute Duktilität besitzen, und deutet zum anderen darauf hin, dass die Verbunddübelleisten bei Stahlversagen im ultrahochfesten Beton einen etwas anderen Tragmechanismus aufweisen als im Normalbeton, wodurch diese großen Relativverschiebungen trotz der geringen Dübelhöhe überhaupt erst möglich werden.

Eine Auswertung der eigenen experimentellen und numerischen Push-Out Versuche mit $h_d = 40$ mm zeigt, dass es bei den Prüfkörpern, die eine Mindestduktilität von $\delta_{uk} = 3,0$ mm erreichten, zu plastischen Deformationen der Stahldübel kam und daher primär Stahlversagen vorlag. Da sich dieser Wert ebenfalls aufgrund der Skalierung der verwendeten Verbunddübelleisten auf 50 % der Größe im Vergleich zu denen der Zulassungsversuche mit $h_d = 80$ mm als Grenzwert für die Duktilität ergibt, werden für die weitere Analyse in diesem Kapitel alle Versuchskörper, die eine Duktilität δ_{uk} von mindestens 3,0 mm aufweisen, dem Stahlversagen zugeordnet. Dies sind neben der Serie 3 auch alle Push-Out Körper aus Serie 2 mit gemischtem Versagen sowie einzelne Prüfkörper der anderen Serien. Bei den übrigen Versuchskörpern mit $\delta_{uk} < 3,0$ mm liegt demnach primär Betonversagen vor.

Wenn die Versuchskörper noch einmal nach Spaltversagen und Abscherversagen unterteilt werden, kann die gemessene Duktilität weiter aufgeschlüsselt werden. Bei den Push-Out Körpern mit Abscherversagen lag eine mittlere Duktilität $\delta_{uk} = 0,54$ mm vor, wobei die kleinste gemessene Duktilität $\delta_{uk} = 0,45$ mm beträgt. Die Versuchskörper mit Spaltversagen weisen hingegen einen Mittelwert von $\delta_{uk} = 1,32$ mm und eine Mindestduktilität $\delta_{uk} = 0,47$ mm auf. Werden nur die Versuchskörper betrachtet, bei denen Maßnahmen zur Reduktion der Adhäsion durchgeführt wurden, steigt der Mittelwert auf $\delta_{uk} = 1,79$ mm und es liegt eine Mindestduktilität von $\delta_{uk} = 1,45$ mm vor.

5.2.4 Einfluss der Stahlfasern

Die theoretischen Grundlagen zum Einfluss der Stahlfasern auf die Zugfestigkeit und die Duktilität des ultrahochfesten Betons wurden in Abschnitt 2.2.4 beschrieben. Wie bereits in Abschnitt 3.5.4 erläutert wurde, wiesen die eigenen Zugprobekörper aus UHPC auch bei Verwendung von 2,5 Vol.-% Stahlfasern meistens eine im Vergleich mit anderen Forschern (z.B. [LF09]) eher geringe Zugfestigkeit auf. Dies bedeutet, dass die Faserwirksamkeit (Nachrisszugfestigkeit) σ_{cfl} nach Abbildung 2.8 bei den eigenen Versuchskörpern etwa in der Größenordnung der theoretischen, reinen Matrixzugfestigkeit f_{ctm} liegt. Ein deutlich verfestigendes Verhalten war daher bei den meisten Versuchen nicht zu beobachten. Auch wenn bei reinem Faserbeton keine verfestigende Wirkung vorliegt, kann es jedoch in Kombination mit Betonstahlbewehrung zu einem verfestigenden Gesamttragverhalten kommen [Leu07].

Die Untersuchungen zum Einfluss des Fasergehalts auf das Trag- und Verformungsverhalten von Push-Out Körpern wurden in Abschnitt 3.5.4 beschrieben. Hierbei waren die Auswirkungen eines auf 0,9 Vol.-% reduzierten Stahlfasergehalts beim Stahlversagen sowohl hinsichtlich der Maximallast als auch im Hinblick auf die Duktilität deutlich zu erkennen (vgl. Abbildung 3.34, links). Demgegenüber beeinflusst der Fasergehalt beim Betonversagen lediglich den Nachbruchbereich, wie man aus Abbildung 3.34 (rechts) entnehmen kann. Das Tragverhalten der Push-Out Körper bei Spaltversagen kann mit Hilfe des beobachteten Zugtragverhaltens des UHPC und unter Berücksichtigung der Adhäsion bei diesen Versuchskörpern erklärt werden. Zum einen lag bei den untersuchten Push-Out Körpern kein eindeutig verfestigendes Verhalten vor, wodurch sowohl die Zugfestigkeit f_{ctm} des Betons als auch die maximale Traglast P_{max} der Versuchskörper mit Spaltzugbelastung nur gering vom Stahlfasergehalt abhängen. Zum anderen reicht die Adhäsion bis nahezu zur Maximallast dieser Prüfkörper. Sobald die Adhäsion versagt, wird die Matrixzugfestigkeit bzw. die ideale Rissspannung des Faserbetons überschritten. Die dann freiwerdende Bruchenergie kann durch die nur geringfügig höhere Stahlfaserwirksamkeit nicht mehr aufgenommen werden. Eine verfestigende Wirkung des UHPC kann daher nur bei Versuchskörpern mit reduzierter Adhäsion sowie einer hohen Zugfestigkeit beobachtet werden. Beim POCL 45 kann z.B. in Abbildung 3.36 (rechts) deutlich die Zunahme der Traglast bei abnehmender Steifigkeit beobachtet werden. Bei den übrigen Versuchskörpern in diesem Diagramm mit geringerer Zugfestigkeit (POCL 51) und ohne Reduktion der Adhäsion (POCL 6 und POCL 10) ist dieser nichtlineare Bereich aufgrund der oben beschriebenen Zusammenhänge deutlich geringer ausgeprägt bzw. nahezu nicht vorhanden.

Im Gegensatz zu den Versuchskörpern mit Spaltversagen konnte beim Vergleich der Konfigurationen POCL 33 und POCL 47 mit Stahlversagen ein deutlicher Einfluss

des Stahlfasergehalts auf die maximale Traglast und Duktilität beobachtet werden (vgl. Abbildung 3.34, links). Aufgrund der plastischen Deformationen der Stahldübel erfolgt bei diesen Versuchskörpern das Versagen der reduzierten Adhäsion früher und es besteht die Möglichkeit zur Kraftumlagerung sowohl im Betondübel selbst als auch zwischen den einzelnen Betondübeln. Hierdurch ist der Einfluss der Nachrisszugfestigkeit deutlich größer als bei den Versuchskörpern mit Betonversagen. Der Mechanismus ähnelt dabei demjenigen in einem biegebeanspruchten Faserbetonbauteil. Im Biegezugversuch behindern die Stahlfasern das Wachstum der Mikrorisse und können noch über den gerissenen Bereich hinweg Kräfte übertragen, wodurch es zu einer völligeren Spannungsverteilung im Vergleich zu einem Beton ohne oder mit weniger Faserbewehrung kommt. Dieser Effekt kann durch die Ergebnisse der durchgeführten Biegezugversuche bestätigt werden. Die gemessenen Biegezugfestigkeiten sind bei den Begleitprüfkörpern der Konfigurationen mit 2,5 Vol.-% Stahlfasergehalt etwa doppelt so groß wie bei denjenigen mit 0,9 Vol.-% Stahlfasergehalt.

Der Einfluss des Fasergehalts auf den Nachbruchbereich der Push-Out Versuche mit Spaltversagen (vgl. Abbildung 3.34, rechts) kann ebenfalls auf diesen Effekt zurückgeführt werden, da der Beton neben der Verbunddübelleiste beim Aufklappen des UHPC als Kragarm wirkt, der in dieser Phase auf Biegung beansprucht ist. Je größer der Stahlfasergehalt ist, desto größer ist daher auch die Resttragfähigkeit nach erfolgtem Spalten.

5.3 Stahlversagen

5.3.1 Vergleich mit vorhandenen Modellen

Die Auswertung des Verformungsverhaltens der durchgeführten Push-Out Versuche mit UHPC im Abschnitt 5.2.3 hat gezeigt, dass sich bei Stahlversagen in der Regel eine sehr gute Duktilität einstellt. Wird die Duktilität auf die Höhe der Stahldübel bezogen und mit derjenigen von Verbunddübelleisten in Normalbeton verglichen, ergibt sich bei den eigenen Versuchen häufig sogar ein deutlich besseres Verformungsverhalten als bei den Versuchen mit Normalbeton. Dies deutet auf einen Unterschied im Tragverhalten bzw. einen veränderten Tragmechanismus hin.

Um die Tragfähigkeit der Verbunddübelleisten in dünnem UHPC einordnen zu können, erfolgt in diesem Abschnitt ein Vergleich der Ergebnisse mit einigen der in Kapitel 2 beschriebenen Modelle zur Ermittlung der maximalen Stahltragfähigkeit von Verbunddübeln. Hierbei wird geprüft, ob diese Modelle direkt auf die eigenen Versuchskörper übertragen werden können. Anschließend erfolgen die Analyse des Tragverhaltens bei Stahlversagen und ein Vorschlag für ein Ingenieurmodell. Letztlich soll die Tragfähigkeit der Stahldübel sowohl in Normalbeton als auch in ultrahochfestem Beton mit einem einzigen Ingenieurmodell beschrieben werden können. Dazu wurde eine umfangreiche Datenbasis, bestehend aus den eigenen experimentellen und numerischen Ergebnissen sowie aus den Ergebnissen der Push-Out Versuche anderer Forscher, bei denen Stahlversagen aufgetreten ist, zusammengestellt. Diese Datenbasis zur Auswertung und Analyse der Stahltragfähigkeit ist in Anhang A.7 abgedruckt. Hierbei wurden nach Abschnitt 5.2.3 alle eigenen Versuchsergebnisse berücksichtigt, die ein charakteristisches Verformungsvermögen von $\delta_{lk} \geq 3$ mm aufweisen. Da das Tragverhalten und die Maximallast der Push-Out Körper sehr gut

durch die numerischen Simulationen approximiert werden konnten, wurde die Datenbasis um die Ergebnisse von 40 numerischen Push-Out Versuchen aus der abschließenden Parameterstudie (vgl. Anhang A.5) erweitert, bei denen Stahlversagen beobachtet wurde. Die Betondicke t_c lag bei diesen FE-Berechnungen zwischen 20 mm und 100 mm und die Stahldübel besaßen eine Dicke t_w von 3 mm bis 12,5 mm.

Auf der Grundlage einer Literaturrecherche ergänzten Ergebnisse von Push-Out Versuchen mit Puzzle- und Klothoidenleisten in Platten aus normal-, hoch- und ultrahochfestem Beton die Datenbasis zum Stahlversagen. Es wurden dabei nur ausreichend dokumentierte Versuche verwendet. Da nur Versuche mit Verbunddübelleisten berücksichtigt wurden, die eine Puzzle- oder Klothoidenform aufweisen, entsprechen die ausgewählten Versuche zum größten Teil denjenigen, die auch zur Herleitung der Bemessungsformel der Zulassung für Verbunddübelleisten [DIB13] in [Fel+12] benutzt wurden. Ergänzend hierzu wurden die neueren Ergebnisse zu Puzzleleisten in hochfestem [LKR14a] und ultrahochfestem Beton [Sei+13a] berücksichtigt, wodurch in der Datenbasis insgesamt 146 Einzelversuche enthalten sind. Dabei handelt es sich um 109 Versuche von Verbunddübelleisten in UHPC, die wiederum die Ergebnisse von 40 FE-Berechnungen enthalten.

Die in der Datenbasis aufgeführten Betondruckfestigkeiten $f_{cm,cyl}$ wurden bei den eigenen Untersuchungen nur für die Versuchskörper POCL 1 bis POCL 9 am Versuchstag ermittelt. Für die anderen Prüfkörper wurden die Druckfestigkeiten am Würfel mit 150 mm Kantenlänge gemessen. Für diese Prüfkörper erfolgte eine Umrechnung über die Beziehung $f_{cm,cyl} = 0,913 \cdot f_{cm,150}$. Der Faktor 0,913 ergab sich als Mittelwert aus den Betondruckprüfungen im Rahmen der eigenen Push-Out Versuche, bei denen beide Würfelgrößen am gleichen Tag geprüft wurden. Dieser stimmt gut mit dem in [Fit12] ermittelten Wert 0,944 für die nicht wärmebehandelte UHPC-Mischung B5Q überein. Neben der Umrechnung der eigenen Druckfestigkeiten erfolgte mit dem Faktor 0,913 auch die Bestimmung der Zylinderdruckfestigkeiten aus [Sei+13a]. Die in [LKR14a] angegebenen Würfeldruckfestigkeiten wurden nach [Fit12] mit dem Faktor 0,7895, der für normal- und hochfesten Beton gültig ist, umgerechnet. Neben den üblichen Kennwerten ist in der Datenbasis auch immer die Betondicke t_c angegeben, die sowohl bei der Anwendung von Verbunddübelleisten in Scheiben als auch bei der in Platten maßgeblich beeinflusst, ob Beton- oder Stahlversagen auftritt.

Wie im Kapitel 2 beschrieben wurde, können die verschiedenen Modelle zum Stahlversagen in den meisten Fällen auf die Fließbedingung nach *von Mises* unter reinem Schub oder einer Kombination aus Schub und Biegung des Stahldübels zurückgeführt werden. Die Ergebnisse der Datenbasis werden mit den theoretischen Ergebnissen verglichen, die sich aus den für Verbunddübelleisten in UHPC vorliegenden Ingenieurmodellen [Hei11, Sei+13a] sowie aus dem Ingenieurmodell der Zulassung der Verbunddübelleisten [DIB13] ergeben. Dies geschieht, indem die experimentell ermittelten Tragfähigkeiten je Stahldübel R_e den theoretisch vorhandenen Tragfähigkeiten R_t in einem Diagramm gegenüber gestellt werden. Aus der Lage der Datenpunkte in diesem Diagramm kann die Korrelation zwischen den Ingenieurmodellen und den Versuchsergebnissen abgelesen werden. Darüber hinaus wird die Korrelation und somit die Vorhersagequalität des jeweiligen Modells rechnerisch über den Mittelwert \bar{x} der Verhältnisse von R_e/R_t sowie den zugehörigen Variationskoeffizienten v der Datenbasis mit dem Umfang n ausgedrückt. Diese Werte sind ebenfalls in den Diagrammen angegeben.

Heinemeyer [Hei11] entwickelte ihr Modell (vgl. Gleichung (2.11)) auf Basis des Vergleichsspannungskriteriums nach *von Mises*, wobei die Biegebeanspruchung des Stahldübelns der Modellvorstellung nach nur dann einen Einfluss auf die Tragfähigkeit besitzt, wenn das Moment auf der Höhe der geringsten Dübelbreite mehr als 60 % des plastischen Momentes in diesem Schnitt beträgt. Bei der Klothoiden- und der Puzzleform wird unter der Annahme, dass die Resultierende etwa bei 0,375 der Dübelhöhe h_d angreift, und aufgrund der Tatsache, dass die geringste Dübelbreite nicht am Dübelfuß vorliegt, keine Momenten-Querkraft Interaktion notwendig. Damit ergibt sich die Tragfähigkeit aus dem Vergleichsspannungskriterium unter reiner Schubbeanspruchung im kleinsten Schubquerschnitt $b_a \cdot t_w$. Für die Klothoidenform beträgt die minimale Länge des Stahldübelns in Schubrichtung $b_a = 0,326e_x$, für die Puzzleform ist $b_a = 0,438e_x$. *Heinemeyer* [Hei11] verwendete für die Push-Out Versuche eine von der Zulassung abweichende Puzzleform. Hierfür gilt $b_a = 0,462e_x$. In [Fel+07] wurde die Puzzleform ebenfalls modifiziert, so dass $b_a = 0,453e_x$ vorlag.

Der Vergleich der theoretischen maximalen Traglasten des Stahlmodells aus [Hei11] mit den tatsächlichen Versuchsergebnissen zeigt, dass die Tragfähigkeit bei den eigenen Versuchen und den eigenen numerischen Berechnungen (Abbildung 5.2, links) mit einem Mittelwert von $\bar{x} = 2,85$ für R_e/R_t systematisch und deutlich unterschätzt wird. Der vergleichsweise hohe Variationskoeffizient von $\nu = 0,25$ bedeutet, dass gleichzeitig auch eine verhältnismäßig große Streuung der Ergebnisse vorliegt.

In Abbildung 5.2 (rechts) ist die Korrelation zwischen der gesamten Datenbasis und dem Vorhersagemodell dargestellt. Es ist zu erkennen, dass das Modell für Dübel mit einer hohen Traglast deutlich besser passt als für diejenigen mit einer geringen Tragfähigkeit. Dennoch liegt der Mittelwert für die gesamte Datenbasis immer noch bei $\bar{x} = 2,28$. Der Variationskoeffizient beträgt $\nu = 0,39$.

Im Forschungsprojekt P757 wurde die Schubtragfähigkeit der Puzzleleisten in dünnen UHPC-Platten untersucht. Hierbei wurde Gleichung (2.13) entwickelt, bei der im Gegensatz zur Gleichung (2.11) von einer reinen Schubbeanspruchung der Stahldübel ausgegangen wird und es keine Interaktion zwischen Querkraft und Moment gibt.

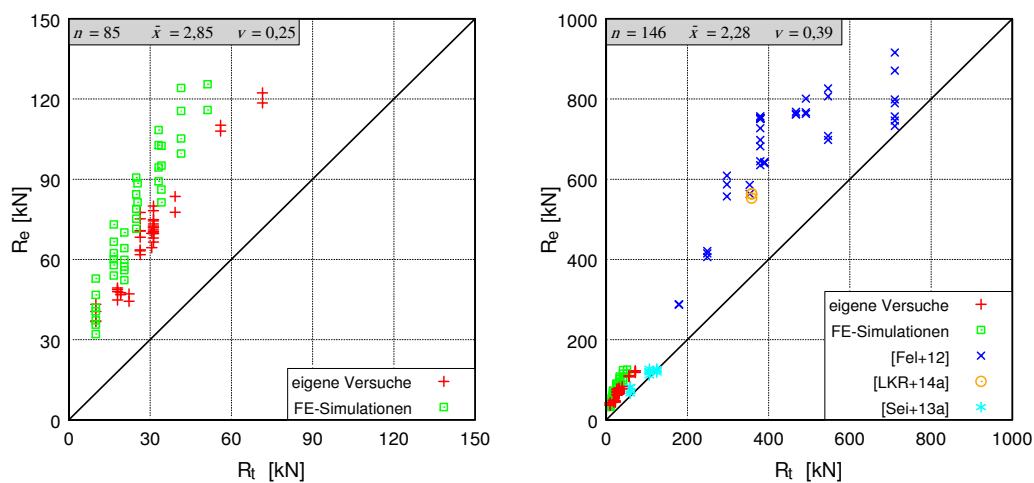


Abbildung 5.2: Vergleich der eigenen Versuchsergebnisse (links) sowie der gesamten Datenbasis (rechts) mit der Vorhersage des Modells nach [Hei11]

Allerdings liegt in diesem Modell ab Betondicken von $t_c \geq 60$ mm der maßgebende Schubchnitt am Dübelgrund. Bei dünnerem Beton wird hingegen ebenfalls der minimale Schubquerschnitt des Stahldübels verwendet. Wird die Puzzleform betrachtet, für die diese Formel hergeleitet wurde, so erhöht sich die Länge des Schubchnitts bei Beton mit $t_c \geq 60$ mm von $b_a = 0,438e_x$ auf $b_a = 0,584e_x$, also um 33 %. Bei der Klothoidenform ist die Breite am Dübelgrund mit $b_a = 0,762e_x$ jedoch um mehr als das doppelte größer als die kleinste Breite.

Aus den in Abbildung 5.3 dargestellten Ergebnissen ist daher zu erkennen, dass der Mittelwert $\bar{x} = 1,68$ für die eigenen Untersuchungen und $\bar{x} = 1,35$ für die gesamte Datenbasis wegen der höheren theoretischen Werte (für die Klothoidenform) besser passt, als beim Modell nach [Hei11]. Allerdings streuen die Ergebnisse um diesen Mittelwert stark, so dass sich Variationskoeffizienten von $\nu = 0,53$ bzw. $\nu = 0,58$ ergeben. Die starke Streuung resultiert daher, dass die Gleichung (2.13) nur für die Puzzleform hergeleitet wurde und offensichtlich nicht auf die Klothoidenform übertragen werden kann.

Sowohl die Ergebnisse der eigenen Versuche in Abschnitt 3.4.3 als auch diejenigen aus dem Forschungsprojekt P804 [Fel+12] belegen jedoch, dass die Tragfähigkeit der beiden Dübelformen nahezu gleich groß ist. Daher wurde das in [Fel+12] hergeleitete Ingenieurmodell für das Stahlversagen der Verbunddübelleiste auch unabhängig von der Dübelform und der minimalen Dübelbreite definiert. Die dort entwickelte Formulierung (Gleichung (2.9)) wurde für die allgemeine bauaufsichtliche Zulassung der Verbunddübelleisten [DIB13] übernommen. Hierbei wurde die Stahltragfähigkeit auf Basis eines mechanischen Modells entwickelt, bei dem es einen kritischen Schnitt gibt, auf dessen Höhe die Kombination aus Schub und Biegung die größte Vergleichsspannung erzeugt. Vereinfachend wurde dazu die Belastung der Stahldübel als konstant über die Höhe des Stahldübels angenommen. Die Lösung des Extremwertproblems führte zu einer Formulierung für das Stahlversagen, die Gleichung (5.1) entspricht. Die geometrieabhängigen Parameter lassen sich demnach zu einem Vorfaktor A_{ult} und dem Abstand der Verbunddübel e_x zusammenfassen. Weiterhin gehen die Blechdicke t_w und die Streckgrenze f_y der Stahldübel in die Berechnung ein.

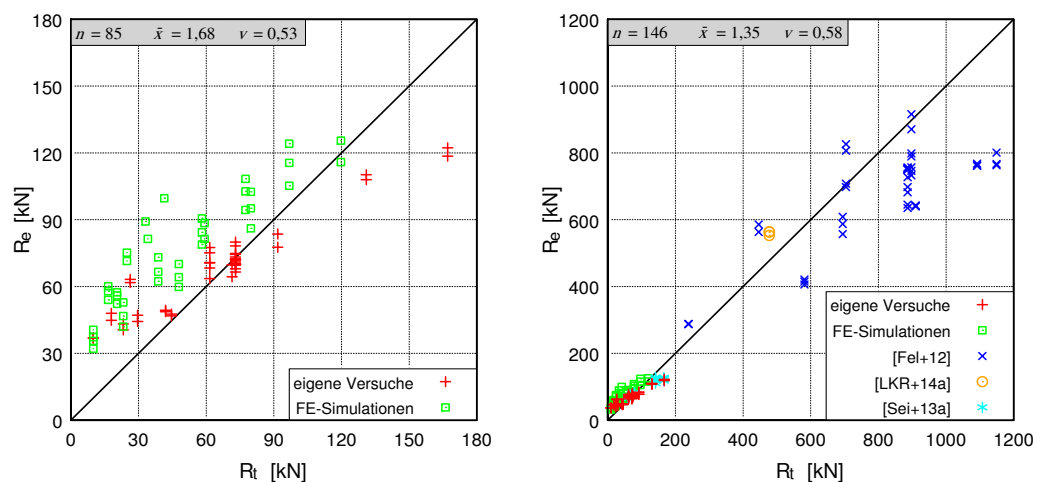


Abbildung 5.3: Vergleich der eigenen Versuchsergebnisse (links) sowie der gesamten Datenbasis (rechts) mit der Vorhersage des Modells nach [Sei+13a]

$$P_{pl} = A_{ult} \cdot e_x \cdot t_w \cdot f_y \quad (5.1)$$

mit:

| | |
|-----------|--|
| P_{pl} | Tragfähigkeit bei Stahlversagen [N/Stahldübel] |
| A_{ult} | geometrieabhängiger Faktor nach [Fel+12] und [Lor16] [-] |
| e_x | Abstand der Ausnehmungen der Verbunddübelreihe in Längsrichtung [mm] |
| t_w | Blechdicke der Verbunddübelreihe [mm] |
| f_y | Streckgrenze der Verbunddübelreihe [N/mm ²] |

Wenn man vom Ansatz einer reinen Schubbeanspruchung der Stahldübel ausgeht, beinhaltet der Vorfaktor A_{ult} die Reduktion der Streckgrenze bei Schubspannungen nach *von Mises* sowie die Breite des Schubschnitts im Verhältnis zum Verbunddübelabstand e_x . Im Gegensatz zu den beiden vorherigen Modellen handelt es sich bei Gleichung (2.9) mit $A_{ult} = 0,25$ um ein Modell, das auf Basis einer statistischen Auswertung nach Anhang D des Eurocode 0 [DIN10a] bereits auf ein Bemessungsniveau gebracht wurde. Wie [Fel+12] entnommen werden kann, lag der Mittelwert aller Versuche, bei denen Stahlversagen festgestellt wurde, um den Faktor 1,34 höher. Aus diesem Grund wird die Datenbasis mit Gleichung (5.1) und $A_{ult} = 0,25 \cdot 1,34 = 0,335$ verglichen. Aus Abbildung 5.4 ist zu erkennen, dass der Mittelwert $\bar{x} = 1,61$ für die eigenen Untersuchungen und $\bar{x} = 1,35$ für die gesamte Datenbasis deutlich besser passt als beim Modell von *Heinemeyer* [Hei11] und nahezu identisch ist mit dem Modell aus dem Forschungsprojekt P757 [Sei+13a]. Die Variationskoeffizienten $\nu = 0,25$ bzw. $\nu = 0,33$ sind aufgrund der Herleitung des Modells für beide Dübelformen jedoch geringer als diejenigen, die sich bei Anwendung des Modells aus [Sei+13a] ergaben.

Bei keinem der untersuchten Modelle für die Stahltragfähigkeit konnte eine zufriedenstellende Übereinstimmung erzielt werden. Dies spiegelt sich auch in den Mittelwerten und Variationskoeffizienten wider. Das Modell aus [Fel+12] lieferte insgesamt zwar die besten Ergebnisse, jedoch ist insbesondere bei der Auswertung der Versuchskörper mit UHPC festzustellen, dass die Tragfähigkeiten systematisch unterschätzt wurden und eine für Stahlversagen sehr große Streuung vorliegt.

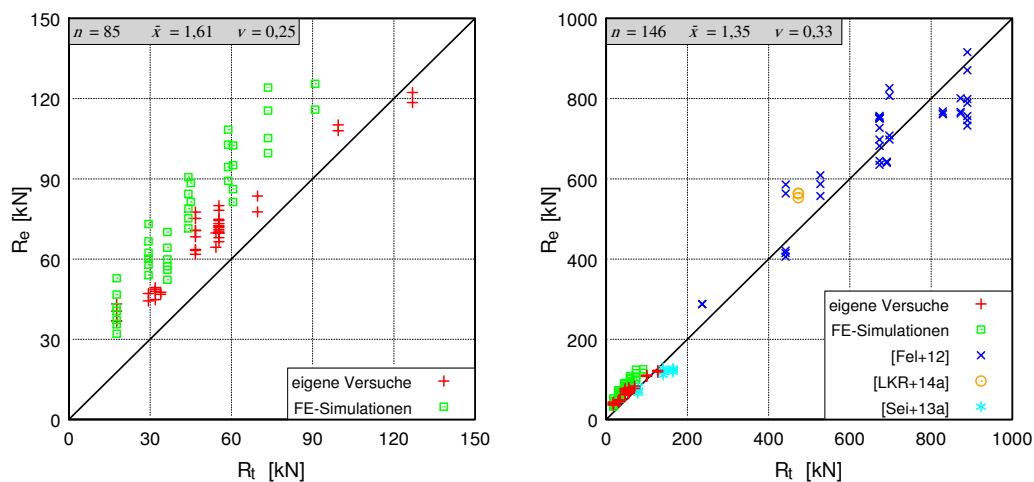


Abbildung 5.4: Vergleich der eigenen Versuchsergebnisse (links) sowie der gesamten Datenbasis (rechts) mit der Vorhersage des Modells nach [Fel+12]

5.3.2 Analyse des Tragverhaltens

Allgemeines

Wie in Abschnitt 5.2.3 gezeigt wurde, liegt die auf die Höhe der Stahldübel bezogene Duktilität bei den eigenen Versuchskörpern zum Teil deutlich über derjenigen in früheren Push-Out Versuchen. Gleichzeitig lässt sich die Stahltragfähigkeit durch die bestehenden Modelle (vgl. Abschnitt 5.3.1) nicht korrekt beschreiben. Daher werden die im Rahmen der Literaturrecherche, der Versuchsauswertungen und der numerischen Berechnungen identifizierten Parameter, die Einfluss auf die Stahltragfähigkeit besitzen, im Folgenden noch einmal detailliert analysiert. Ziel ist es, auf diese Weise ein Ingenieurmodell zu entwickeln, das über den gesamten Anwendungsbereich der Verbunddübelleisten im normal-, hoch- und ultrahochfesten Beton Gültigkeit besitzt. Der Schwerpunkt der Analyse wird auf folgende Bereiche gelegt:

- Im Zuge der numerischen Untersuchungen wurden im Abschnitt 4.5.2 die Unterschiede in der Belastung der Stahldübel im Vergleich zur Anwendung im Normalbeton nachgewiesen. Die Lastabtragungsmechanismen der Stahldübel in UHPC werden daher noch einmal analysiert und mit denen in Normalbeton verglichen.
- Bei den eigenen Versuchen traten die größten Unterschiede zu den theoretischen Ergebnissen in Abschnitt 5.3.1 für sehr dünne Verbunddübelleisten mit niedrigen Streckgrenzen auf. Daher wird der Einfluss der bezogenen Schubtragfähigkeit, also des Produkts aus der Streckgrenze f_y und der Blechdicke t_w , genauer betrachtet.
- In Abschnitt 3.5.1 wurde gezeigt, dass die Betondicke einen Einfluss auf die Stahltragfähigkeit besitzt. Daher erfolgt eine genaue Überprüfung der Stahlbeanspruchungen bei veränderlichen Betoneigenschaften und -abmessungen.
- Bei der Ermittlung der Stahltragfähigkeit von Kopfbolzendübeln wird anstelle der Streckgrenze i.d.R. die Zugfestigkeit als maßgebender Parameter verwendet. Die Ergebnisse der FE-Berechnungen in Abschnitt 4.3.1 zeigen, dass die Zugfestigkeit auch bei der Verbunddübelleiste die Maximallast beeinflussen kann. Es erfolgt daher eine Untersuchung, ob auf Basis der Zugfestigkeit die Tragfähigkeit der Stahldübel besser vorhergesagt werden kann, als mit der Streckgrenze.

Lastabtragung des Stahldübels

Dem Ingenieurmodell aus dem Forschungsprojekt P804 [Fel+12] liegt die Annahme einer kombinierten Schub- und Biegebeanspruchung des Stahldübels als Kragarm zugrunde. In [LKS13] konnte jedoch sowohl experimentell als auch numerisch gezeigt werden, dass sich der Stahldübel aufgrund der Hinterschneidung auf der lastabgewandten Seite am Beton abstützt. Die eigenen Versuchsergebnisse (vgl. Abschnitt 3.4.2) und FE-Simulationen (vgl. Abschnitt 4.5.2) belegen diese Einspannung des Stahldübels im Beton allgemein und speziell auch im UHPC. Durch die numerischen Berechnungen konnte weiterhin gezeigt werden, dass die Resultierende bei den eigenen Versuchen tiefer liegt als bei den Untersuchungen mit Normalbeton. Hierdurch werden die Stahldübel stärker auf Abscheren und somit günstiger belastet. Aus dem Vergleich der Stahldübelverformungen nach dem Push-Out Versuch in Abbil-

Abbildung 5.5 zeigt sich deutlich die stärkere Einspannwirkung bei der Einbettung in UHPC, woraus die tiefer angreifende Gesamtkraft und damit auch der tiefer liegende Riss im Stahldübel resultieren. Während beim Versuchskörper POCL 24-1 eine große Verformung mit nahezu horizontalem Dübelkopf und Riss im Bereich der Dübelunterseite aufgetreten ist, sind die Verformungen im Normalbeton eher gering, der Riss liegt deutlich weiter oben und der Dübelkopf weist in der Regel eine Neigung auf, da der Abstützeffekt im üblicherweise gerissenen Normalbeton geringer ist als beim UHPC. Allerdings stellt sich auch bei dickeren Verbunddübelleisten in UHPC eine Neigung des Dübels ein, die auf eine geringere Einspannung zurückgeführt werden kann (vgl. Abbildung 3.24).

Die Wirksamkeit der Verbunddübelleisten zur Schubkraftübertragung und der Einfluss der rückwärtigen Abstützung am Beton wird in [LKS13] durch den Vergleich mit der Schubtragfähigkeit eines Stahlblechs ohne Aussparungen hervorgehoben. Bezogen auf eine Einheitslänge und über den Faktor A_{ult} ausgedrückt besitzt das durchlaufende Stahlblech unter Anwendung des Vergleichsspannungskriteriums nach *von Mises* die Tragfähigkeit $A_{ult} = 0,577$. Wird aus diesem Blech die Hälfte der Stahlfläche entfernt, um ein Blech mit Aussparungen (analog zu den Stahldübeln) zu erhalten, so halbiert sich die Tragfähigkeit zu $A_{ult} = 0,289$, was deutlich unterhalb des bei den Versuchen mit Verbunddübelleisten in Normalbeton erzielten Mittelwerts $A_{ult} = 0,34$ liegt. Dieser höhere Wert kann nur durch günstigere Kraftabtragmechanismen, wie z.B. der beschriebenen rückwärtigen Abstützung erreicht werden.

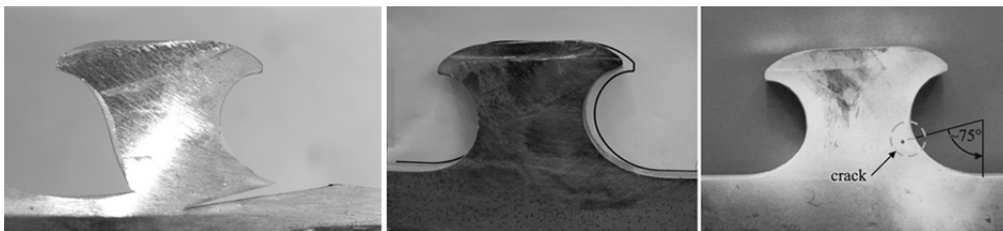


Abbildung 5.5: Stahldübel des POCL 24-1 nach dem Versuch (links) und Verformungen bzw. Rissbildung bei Stahlversagen in Normalbeton (Mitte u. rechts) aus [FKP16] (Belastung auf Stahldübel von rechts)

Vergleich der bezogenen Schubtragfähigkeit der Stahldübel

In den in Abschnitt 5.3.1 untersuchten Modellen zur Tragfähigkeit der Stahldübel werden diese als kurze „Kragarme“ betrachtet, die durch die Pressung des Betons belastet werden. Eine Einspannung in den Beton wird nicht berücksichtigt. Die Grenztragfähigkeit wird erreicht, sobald die Vergleichsspannung nach *von Mises* der Streckgrenze entspricht. Der aus Abbildung 5.4 ersichtliche Unterschied zwischen Versuchskörpern aus UHPC und Normalbeton wird im Rahmen einer Sensitivitätsanalyse genauer überprüft. Dazu werden die Quotienten $R_e/R_{t,Zul}$ für das Modell der Stahltragfähigkeit aus der Zulassung (Gleichung (2.9) mit $A_{ult} = 0,25$) über das Produkt der im Versuch gemessenen Streckgrenze f_y und der Blechdicke t_w der Stahldübel aufgetragen (vgl. Abbildung 5.6). Dieses Produkt kann als auf die Länge der Verbunddübelleiste bezogene Schubtragfähigkeit interpretiert werden. Da die Tragfähigkeit einer Verbunddübelleiste pro Meter, wie in Abschnitt 5.2.3 beschrieben, unabhängig vom Abstand e_x der Verbunddübel ist, wird dieser Parameter im Rahmen der Sensitivitätsuntersuchung nicht überprüft.

Aus Abbildung 5.6 (links) ist zu erkennen, dass sich besonders für kleine Werte von $f_y \cdot t_w$ große Verhältnismerte $R_e/R_{t,Zul}$ ergeben. Bei den eigenen Push-Out Versuchen der Verbunddübeln in UHPC, bei denen Stahlversagen festgestellt wurde, lag die bezogene Schubtragfähigkeit zwischen 528 N/mm für POCL 24 und POCL 26 sowie 3.798 N/mm für POCL 22. Es zeigt sich also die Tendenz, dass geringere Blechdicken und Streckgrenzen, wie sie für die Push-Out Körper aus UHPC vorlagen, große relative Tragfähigkeiten der Stahldübel zur Folge haben.

Der höchste experimentell erreichte Wert $R_e/R_{t,Zul} = 3,3$ ergab sich bei Versuchskörper POCL 24-1. Dieser Wert entspricht einem Faktor $A_{ult} = 3,3 \cdot 0,25 = 0,82$. Die Konfiguration POCL 22 ($A_{ult} = 0,32$) stellt hingegen den Übergang zu den Versuchen mit normal- und hochfestem Beton in der Datenbasis dar. Bei diesen liegt der kleinste Wert der bezogenen Schubtragfähigkeit 4720 N/mm für die Prüfkörper B1 - B3 ($A_{ult} = 0,41$) aus [LKR14a, LKR14b] vor (vgl. Abbildung 5.6, rechts). Dadurch, dass bei den eigenen Untersuchungen auch extrem dünne Verbunddübeln mit teils geringer Festigkeit untersucht wurden, konnte die auch im Normalbeton bei [Fel+12, LKR14a, LKR14b] schon erkennbare Tendenz zum Einfluss der Festigkeit und Steifigkeit des Stahls auf die Stahltragfähigkeit zum ersten Mal deutlich beobachtet und quantifiziert werden.

Der nichtlineare Verlauf der relativen Tragfähigkeiten kann durch den konstanten Faktor A_{ult} aus dem Modell in Gleichung (2.9) nicht beschrieben werden. Die in den Diagrammen der Abbildung 5.6 dargestellten Trendlinien entsprechen vielmehr Potenzfunktionen der Form $y = ax^b$. Aus dem rechten Diagramm ist allerdings zu erkennen, dass ab einer bezogenen Schubtragfähigkeit von mehr als 4.000 N/mm die relativen Tragfähigkeiten ($R_e/R_{t,Zul}$) auf einem ähnlichen Niveau liegen und daher auch durch eine lineare Funktion oder einen konstanten Wert approximiert werden können. In diesem Bereich befinden sich alle Versuchskörper, die in normal- oder hochfestem Beton geprüft wurden. Der Bemessungsansatz der Zulassung [DIB13] ist für diese Versuchskörper unter Beachtung der vorhandenen Streuungen daher ausreichend genau. Der tatsächliche Einfluss der bezogenen Schubtragfähigkeit wird mit diesem Ansatz allerdings nicht berücksichtigt, was die verhältnismäßig großen Streuungen erklärt.

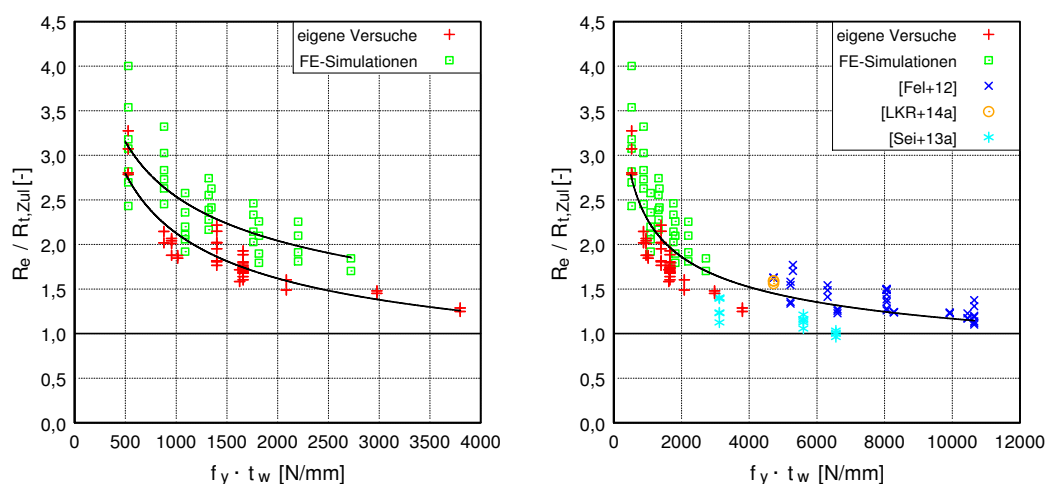


Abbildung 5.6: Einfluss der bezogenen Schubtragfähigkeit auf die relative Tragfähigkeit der eigenen Versuchsergebnisse (links) und der gesamten Datenbasis (rechts)

Die genauere Analyse der Push-Out Versuche anderer Forscher belegt den Einfluss der bezogenen Schubtragfähigkeit ebenfalls. Dies gilt sowohl für die Anwendung in ultrahochfestem Beton, wo *Heinemeyer* [Hei11] eine entsprechende FE-Studie durchführte als auch in hochfestem Beton, wie in [LKR14a] gezeigt werden konnte (vgl. Abbildung 5.7). Hierbei wurde die Abnahme der relativen Traglast jedoch mit der vollständigen Änderung der Versagensart verbunden und der Einfluss innerhalb des Bereichs, der zum Stahlversagen gezählt wird, nicht näher untersucht.

Aus Abbildung 5.6 (links) erkennt man, dass es neben der Streckgrenze und der Blechdicke noch weitere Einflussfaktoren auf die Stahltragfähigkeit geben muss, da insbesondere bei den numerischen Ergebnissen auffällt, dass es zur gleichen bezogenen Schubtragfähigkeit unterschiedliche relative Tragfähigkeiten $R_e/R_{t,Zul}$ gibt. Bei diesen FE-Berechnungen wurde die Betondicke variiert, was zeigt, dass die Betoneigenschaften ebenfalls einen Einfluss auf die Stahltragfähigkeit besitzen.

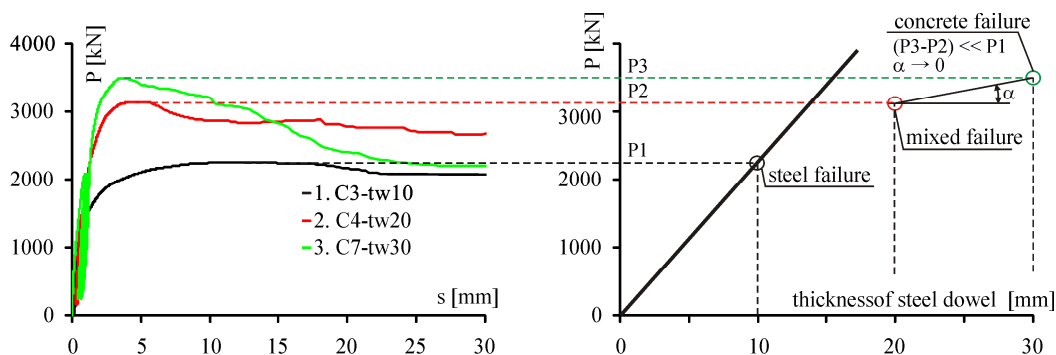


Abbildung 5.7: Abhängigkeit der Traglast, Last-Verformungskurve und der Versagensart von der Dicke der Verbunddübelleiste [LKR14a]

Einfluss des Betons im Verbundbau

Im Verbundbau ist es im Allgemeinen nicht möglich, das Stahlversagen vollkommen entkoppelt von der Festigkeit und Steifigkeit des Betons zu betrachten. Dies liegt daran, dass die Verbundmittel durch den Beton nicht nur belastet werden, sondern dieser auch eine Bettung für den Stahl darstellt. Die Steifigkeit des Betons beeinflusst daher genauso die Tragfähigkeit der Verbundmittel, wie es auch umgekehrt der Fall ist. Welchen Beitrag die oben beschriebene Einspannung des Dübelkopfes in den Beton und die damit vorliegende rückseitige Abstützung des Stahls zur Gesamttragfähigkeit des Stahldübels liefern, hängt maßgeblich von der Steifigkeit des Betons ab. Bei Rissbildung oder der Verwendung von sehr dünnem Beton entzieht sich dieser eher der Beanspruchung durch den Stahl und der Stahldübel versagt bei geringeren Beanspruchungen. Umgekehrt ist es günstiger für den Stahl je höher die Steifigkeit des Betons und je geringer die Steifigkeit des Stahldübels ist.

Wie in den Abschnitten 2.4 und 5.3.1 beschrieben wurde, liegen den gängigen Bemessungsmodellen zur Ermittlung der Stahl- und Betontragfähigkeiten im Verbundbau jedoch häufig voneinander unabhängige Bemessungsformeln zugrunde. Die jeweilige Tragfähigkeit hängt bei diesen Modellen daher auch nicht von der Steifigkeit oder Festigkeit des Verbundpartners ab, was eine Vereinfachung der real vorliegenden Verhältnisse bedeutet. Diese Vereinfachung bietet den Vorteil, dass sich zumeist die mechanischen Modellvorstellungen zum Tragverhalten in den Formeln, die dann semi-empirischen Ursprungs sind, erkennen lassen.

Am Beispiel der Kopfbolzendübel lässt sich dieser Zusammenhang erläutern. Im Eurocode 4 [DIN10c] sind die beiden voneinander unabhängigen Bemessungsgleichungen (5.2) und (5.3) für die Stahl- und Betontragfähigkeit angegeben. Das tatsächliche, kombiniert vorliegende Tragverhalten beschreiben diese Modelle jedoch nur bedingt richtig [HP07]. Die Abhängigkeit des Stahlversagens vom verwendeten Beton wurde hingegen in anderen Bemessungsgleichungen berücksichtigt. Unter anderem entwickelten *Oehlers und Johnson* [OJ87] die kombinierte Bemessungsgleichung (5.4), die sowohl den Bereich des Stahl- als auch des Betonversagens in einer Formel abdeckt.

$$P_{Rk,u} = 0,8 \cdot f_u \cdot \left(\frac{\pi \cdot d^2}{4} \right) \quad (5.2)$$

$$P_{Rk,c} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} \quad (5.3)$$

$$P_{Rk,c,u} = 4,1 \cdot \left(\frac{E_{cm}}{E_d} \right)^{0,4} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{f_u} \right)^{0,35} \cdot f_u \cdot \left(\frac{\pi \cdot d^2}{4} \right) \quad (5.4)$$

mit:

| | |
|--------------|---|
| $P_{Rk,u}$ | Stahltragfähigkeit eines Kopfbolzendübels nach Eurocode 4 [DIN10c] [N] |
| $P_{Rk,c}$ | Betontragfähigkeit eines Kopfbolzendübels nach Eurocode 4 [DIN10c] [N] |
| $P_{Rk,c,u}$ | Tragfähigkeit eines Kopfbolzendübels nach [OJ87] [N] |
| f_u | Zugfestigkeit des Kopfbolzendübels [N/mm ²] |
| d | Schaftdurchmesser des Kopfbolzendübels [mm] |
| α | Beiwert Höhe/Schaftdurchmesser des Kopfbolzendübels [-] $\alpha = 0,2(h_{sc}/d + 1)$ für $3 \leq h_{sc}/d \leq 4$; sonst $\alpha = 1$ |
| f_{ck} | Würfeldruckfestigkeit des Betons [N/mm ²] |
| E_{cm} | Elastizitätsmodul (mittlerer Sekantenmodul) des Betons [N/mm ²] |
| E_d | Elastizitätsmodul des Kopfbolzendübels [N/mm ²] |

In Gleichung (5.4) dient hierbei, genau wie beim Modell aus dem Eurocode, die maximale Zugkraft eines Kopfbolzendübels, die sich aus dem Produkt der Zugfestigkeit und der Schaftfläche des Kopfbolzendübels ergibt, als Grundwert. Dieser Grundwert wird über das Verhältnis der E-Module von Beton E_{cm} zu Kopfbolzendübel E_d sowie der Würfeldruckfestigkeit des Betons f_{ck} zur Zugfestigkeit der Kopfbolzendübel f_u abgemindert.

Bei der Erarbeitung des Eurocode 4 wurden sowohl die beiden getrennten Bemessungsgleichungen (5.2) und (5.3) als auch die gemischte Gleichung (5.4) in Betracht gezogen, weshalb beide Modelle noch einmal mit den vorliegenden Ergebnissen von Push-Out Versuchen überprüft wurden. Laut *Johnson* [Joh12] ergab die statistische Auswertung dabei zwar eine etwas geringere Streuung, wenn Gleichung (5.4) verwendet wurde, es wurde allerdings dennoch das Modell mit den getrennten Bemessungsgleichungen zur Implementierung in den Eurocode 4 [DIN10c] bevorzugt, da bei diesem der mechanische Hintergrund leichter ersichtlich ist.

Einfluss des Betons bei Verbunddübelleisten

Der Einfluss des Betons auf die Stahltragfähigkeit konnte sowohl bei den experimentellen als auch bei den numerischen Untersuchungen der Push-Out Körper mit dün-

nem UHPC beobachtet werden. In Abbildung 5.6 (links) lässt sich der Einfluss der Betondicke t_c direkt aus den FE-Ergebnissen ableiten, da bei diesen Berechnungen außer der Streckgrenze f_y und der Blechdicke t_w der Verbunddübeln nur die Betondicke variiert wurde. Zur besseren Analyse des Betondickeneinflusses sind in Abbildung 5.8 (links) nur die numerischen Berechnungen mit einer Streckgrenze von $f_y = 176 \text{ N/mm}^2$ dargestellt. In diesem Diagramm ist die relative Tragfähigkeit ($R_e/R_{t,Zul}$) wiederum über die bezogene Schubtragfähigkeit ($f_y \cdot t_w$) aufgetragen. Allerdings sind diesmal die unterschiedlichen Betondicken t_c durch Symbole markiert, so dass der Einfluss der Betondicke abhängig von der bezogenen Schubtragfähigkeit direkt zu erkennen ist. Der grau hinterlegte Bereich zeigt, dass der Unterschied zwischen der maximalen und minimalen relativen Tragfähigkeit und somit auch der Einfluss der Betondicke mit zunehmender bezogener Schubtragfähigkeit abnimmt. Entscheidend für die relative Stahltragfähigkeit ist daher das Verhältnis der Steifigkeiten und Festigkeiten der Verbundpartner, da dieses angibt, wie sehr die Stahldübel durch den Beton gestützt werden, bzw. wie groß die Einspannung in den Beton ist.

Die experimentellen Ergebnisse in Abbildung 5.8 (rechts), bei denen der Mittelwert der Maximallasten für die beiden Versuchskörper einer Konfiguration verwendet wurde, bestätigen den im Zuge der numerischen Untersuchungen beobachteten Einfluss der Betondicke ebenfalls. Je kleiner die bezogene Schubtragfähigkeit ist, desto größer sind die Auswirkungen bei Veränderung der Betondicke. Wie im Abschnitt 3.5.1 für die Konfigurationen POCL 24 und POCL 26 ($f_y \cdot t_w = 528 \text{ N/mm}$) gezeigt wurde, lassen sich die unterschiedlichen Maximallasten alleine auf die Betondicke zurückführen. Obwohl bei beiden Konfigurationen die Zugfestigkeit des Stahls erreicht wurde und es zu deutlichen Rissen im Stahl kam, war die mittlere Traglast bei den Versuchskörpern mit dem dickeren Beton und den geringeren Betonschädigungen deutlich größer als bei der anderen Konfiguration. Der Vergleich der Stahldübelverformungen in Abbildung 3.27 belegt, dass die Stahldübel im dickeren Beton stärker eingespannt waren, wodurch die Biegebelastung in diesen niedriger war. Die gleichen Erkenntnisse ergibt sich auch bei Vergleich der Konfigurationen POCL 33, POCL 35 und POCL 46. Auch diese unterscheiden sich im Wesentlichen nur durch die Betondicke. Je größer diese ist, desto größer ist auch die relative Tragfähigkeit.

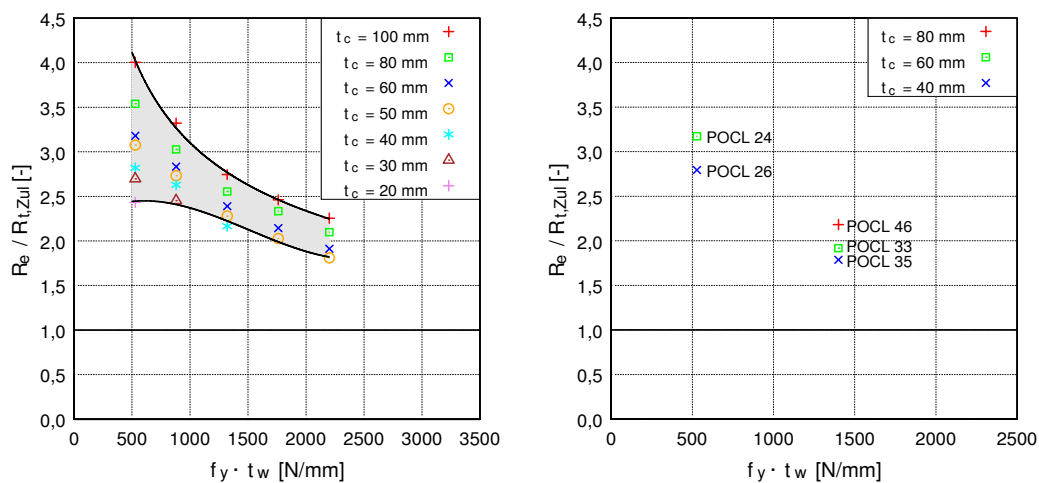


Abbildung 5.8: Einfluss der Betondicke auf die relative Tragfähigkeit bei den numerischen Untersuchungen (links) und bei den experimentellen Untersuchungen (rechts)

Insgesamt ergab sich bei den eigenen Push-Out Versuchen mit Stahlversagen ein breites Versagensspektrum. Während es beim POCL 24 keine Risse oder sonstige Anzeichen für eine Betonschädigung gab und der Stahldübel fest in den Beton eingespannt war, konnte bei allen anderen Versuchskörpern eine Rissbildung festgestellt werden. Bei der Konfiguration POCL 47 mit reduziertem Stahlfasergehalt kam es sogar zu einem Versagensmodus, bei dem zunächst der Stahl die Streckgrenze erreichte, dann jedoch der Beton infolge übermäßiger Rissbildung versagte, was den Einfluss der Betonzugfestigkeit auf die Stahltragfähigkeit belegt. Typische Betonschädigungen können Abbildung 3.24 entnommen werden, wo der Vergleich der Beton- und Stahldübel von POCL 30-1 ($A_{ult} = 0,42$) mit POCL 24-1 dargestellt ist.

Bei den Untersuchungen der Versuchskörper mit normal- und hochfestem Beton wurden Stahldicken zwischen 10 mm und 27 mm mit Stahlgüten von wenigstens S355 verwendet. Daraus resultieren bezogene Schubtragfähigkeiten von mehr als 4.700 N/mm. Die bei diesen Versuchen mit abnehmender bezogener Schubtragfähigkeit nur vergleichsweise geringe Zunahme der relativen Stahltragfähigkeit bedeutet, dass es ab einem gewissen Verhältnis der Festigkeiten und Steifigkeiten von Stahl und Beton nicht mehr zu einer Änderung des Tragverhaltens kommt. Dies liegt daran, dass sich die Betondicke und -festigkeit nicht sinnvoll im gleichen Verhältnis steigern lässt wie diejenige der Stahldübel. Zum einen bedeutet dickerer Beton ein deutlich höheres Eigengewicht und zum anderen erhöht sich die Tragfähigkeit ab einem bestimmten Grenzwert nicht mehr, da der Beton dann zu weit von der Verbunddübelleiste entfernt liegt und nicht mehr mitwirkt.

Bei den Untersuchungen mit normal- und hochfestem Beton liegt daher i.d.R. immer eine ähnliche Betondicke mit entsprechender Betonstahlbewehrung vor. Wie man aus Abbildung 5.9 (links) erkennen kann, kommt es demnach bei Push-Out Versuchen mit Verbunddübeln im Normalbeton auch bei Stahlversagen immer zur Rissbildung des Betons sowie zur damit verbundenen Aktivierung der Bewehrung. Bei Versuchskörpern mit dünnerem Beton oder reduzierter Bewehrung kam es in der Regel zum Ausstanzen des Betons. Damit die Versuchskörper dem Stahlversagen zugeordnet werden konnten, mussten sie also eine Mindestdicke und -bewehrung aufweisen. Hieraus resultierte das für alle Versuchskörper ähnliche Tragverhalten. Dies zeigen auch die Bilder in Abbildung 5.9, wo man für beide Versuchskörper anhand der Ausstanzkegel das Betonversagen als finalen Versagensmechanismus erkennt. Die rückwärtige Abstützung der Stahldübel ist in diesen Versuchskörpern nur begrenzt möglich, was sich vor allem am Prüfkörper F-2 ($A_{ult} = 0,38$) aus [Fel+13, LKS13] zeigt.

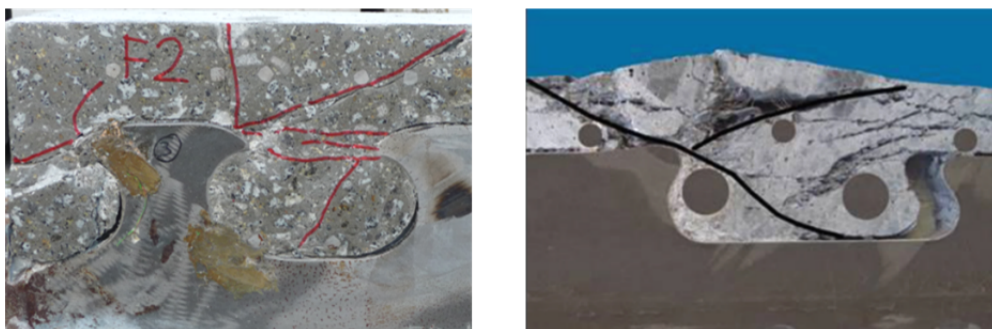


Abbildung 5.9: Rissbildung bei Stahlversagen; links in Normalbeton (Körper F2 aus [LKS13]) und rechts in UHPC-Platten (Körper PQII-1-1 aus [Hei11]) (Belastung auf Stahldübel von rechts)

Gleichzeitig kann die Rissbildung im Beton auch dazu führen, dass der dreidimensionale Spannungszustand im Dübelkernbereich aufgehoben wird und ein lokales Druckversagen des Betons erfolgt. Dies führt wiederum dazu, dass der Angriffspunkt der Resultierenden höher liegt und der Stahldübel ungünstiger belastet wird [Ber+11a, Hei11]. Da die Rissbildung in Abbildung 5.9 bei den Versuchskörpern aus normal- und hochfestem Beton auf ein Betonausstanzen zurückzuführen ist, wirkt sich eine zunehmende Plattendicke sowie eine höheren Betonzugfestigkeit auch bei diesen Prüfkörpern positiv auf die Stahltragfähigkeit aus. Dies belegen beispielsweise Untersuchungen an Puzzleleisten, bei denen einige Versuchskörper (S70/SF40-1a und S70/SF60-1a in [Fel+12]) aus Stahlfaserbeton hergestellt wurden. Diese zeigten sowohl eine deutlich höhere Tragfähigkeit als vergleichbare Körper ohne Stahlfasern, weswegen sie bei der Entwicklung der Bemessungsformel aus Ausreißer nicht berücksichtigt wurden [Fel+12], als auch ein nahezu perfekt plastisches Tragverhalten [Gün+09].

In [Hei11] werden Untersuchungen an Verbunddübelleisten in dünnen UHPC-Platten beschrieben. Die Ergebnisse dieser Versuche wurden auch für die Herleitung der Bemessungsformel der Zulassung [DIB13] verwendet. Dies war möglich, da das Tragverhalten und die Rissbildung aufgrund der dünnen UHPC-Platten denjenigen in Normalbeton entsprachen, wie Abbildung 5.9 (rechts) zeigt. Auch bei Verwendung von UHPC kommt es also auf das Verhältnis der Festigkeiten und Steifigkeiten der Verbundpartner an.

Einfluss der Zugfestigkeit der Verbundmittel

Die Bemessung der Stahltragfähigkeit vieler Verbundmittel wird auf Basis der Zugfestigkeit durchgeführt. Dies gilt unter anderem für Kopfbolzendübel (vgl. Gleichung (5.2)) und die in Abschnitt 2.4.5. beschriebenen Stahlscharen. Im Gegensatz hierzu wurde bei nahezu allen bisher entwickelten Bemessungsmodellen für Verbunddübelleisten die Streckgrenze als maßgebender Parameter für die Materialfestigkeit des Stahldübels verwendet. Dies könnte dadurch begründet sein, dass die Bemessung von üblichen Stahlblechen und Stahlträgern, aus denen die Verbunddübelleisten hergestellt werden, ebenfalls auf Basis der Streckgrenze erfolgt. Weiterhin scheint die Verwendung der Streckgrenze für Verbunddübelleisten in Normalbeton zielführend zu sein, da für diese die Tragfähigkeit der Stahldübel nahezu linear von der Streckgrenze abhängig ist, wie man aus Abbildung 5.6 (rechts) erkennen kann.

Demgegenüber wurde bei früheren FE-Untersuchungen ([LKR14b] und [Lor16]) sowie den eigenen numerischen Berechnungen (vgl. Abschnitt 4.3.2) erkannt, dass die besten Übereinstimmungen zwischen den experimentellen Ergebnissen und den FE-Simulationen erreicht werden, wenn die vollständige, nichtlineare Spannungs-Dehnungsbeziehung des Stahls verwendet wird. Bei den eigenen numerischen Untersuchungen mit Stahlversagen stellte sich heraus, dass die Streckgrenze beeinflusst, bis zu welcher Kraft die Last-Verformungskurve linear-elastisch verläuft. Die Zugfestigkeit ist hingegen maßgeblich für den Wert der maximalen Tragfähigkeit verantwortlich. Darüber hinaus kam es bei den experimentellen Untersuchungen sowohl im Normalbeton als auch im UHPC zum Anreißen der Stahldübel, was zeigt, dass die Zugfestigkeit zumindest lokal erreicht wird. Für einige Prüfkörper, wie z.B. POCL 24-2 in Abbildung 5.10 war die Rissbildung und die Verformung des Stahldübels so groß, dass die Zugfestigkeit über die gesamte Stahldübelbreite ausgenutzt wurde. Dies ist jedoch nur typisch für Verbunddübelleisten mit geringen bezogenen

Schubtragfähigkeiten, wie die FE-Berechnungen zeigen (vgl. Abbildung 4.24). Der Bereich, in dem die Zugfestigkeit erreicht wird, nimmt demnach für alle Versuchskörper mit zunehmender bezogener Schubtragfähigkeit ab. Beim Körper POCL 30 wird die Zugfestigkeit nur noch lokal im Dübelkernbereich erreicht.

Dies bedeutet, dass in den Trendlinien in Abbildung 5.6 die höheren relativen Tragfähigkeiten bei kleineren bezogenen Schubtragfähigkeiten auch daraus resultieren, dass die Stahlspannungen bis hin zur Zugfestigkeit ansteigen können. Demgegenüber wird die Zugfestigkeit bei höheren Stahlfestigkeiten bedingt durch die größeren Betonschädigungen und die damit verbundene ungünstigere Belastung der Stahldübel vermehrt nur lokal erreicht. Eine Verwendung der Zugfestigkeit in einem Ingenieurmodell ist daher nicht sinnvoll. Wenn in einem Ingenieurmodell, in das die Streckgrenze als Basisvariable eingeht, das Verhältnis von Steifigkeit und Festigkeit zwischen Stahl und Beton ebenfalls berücksichtigt wird, kann die Ausnutzung der Zugfestigkeit ebenso wie der Einspanngrad der Stahldübel über diesen Verhältniswert erfasst werden. Die beiden Phänomene sind dann implizit in einem entsprechenden Modell enthalten.

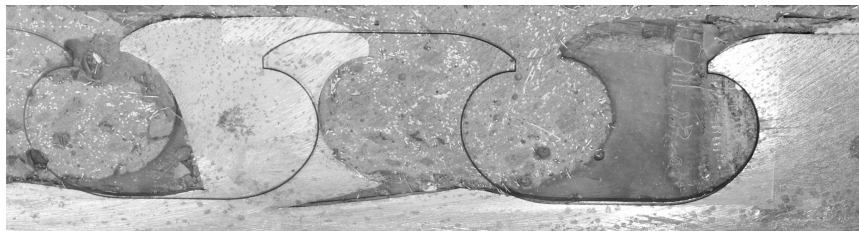


Abbildung 5.10: Vergleich der Lage eines Stahldübeln vor und nach dem Versuch (POCL 24-2) (Belastung auf Stahldübel von rechts)

5.3.3 Entwicklung eines Ingenieurmodells

Stahltragfähigkeit der Verbunddübeln

Wie in den vorherigen Abschnitten gezeigt wurde, basieren die vorliegenden semiempirischen Bemessungsmodelle zur Beschreibung der Stahltragfähigkeit für Verbunddübeln zumeist auf dem Vergleichsspannungskriterium nach *von Mises*. Aus der Analyse des Tragverhaltens bei Stahlversagen wurde jedoch deutlich, dass die Stahltragfähigkeit vom Verhältnis der Steifigkeit und Festigkeit zwischen Stahl und Beton abhängig ist. Die vorliegenden Modelle erfassen die Betoneigenschaften und damit das tatsächliche Tragverhalten allerdings nicht, sondern stellen eine Vereinfachung dar. Aufgrund der immer vorhandenen Rissbildung und der Aktivierung der Bewehrung stellt diese Vereinfachung eine gute Näherung für die üblichen Verbunddübeln in normal-, hochfestem und sogar ultrahochfestem Beton dar, sofern die Steifigkeit und Festigkeit des Stahls deutlich größer als die des Betons ist. Durch die eigenen experimentellen und numerischen Untersuchungen wurde jedoch gezeigt, dass diese Vereinfachung und damit auch die Vernachlässigung des Betonverhaltens bei sehr geringen bezogenen Schubtragfähigkeit des Stahls ($f_y \cdot t_w$) zu großen Abweichungen zwischen den realen und den theoretischen Traglasten führen.

Ein allgemein gültiges Ingenieurmodell zur Vorhersage der Stahltragfähigkeit der Verbunddübeln muss daher die Interaktion zwischen Stahl und Beton unter Einbeziehung der jeweiligen Steifigkeiten und Festigkeiten berücksichtigen. Für Kopf-

bolzendübel entwickelten *Oehlers und Johnson* [OJ87] mit Gleichung (5.4) ein solches Modell. Dabei wurde die Steifigkeit über das Verhältnis der E-Module von Beton zu Stahl und die Festigkeit über den Quotienten aus der Betondruckfestigkeit zur Zugfestigkeit des Kopfbolzendübels berücksichtigt. Bei den Verbunddübelleisten ist eine Berücksichtigung der E-Module nicht zielführend, da der E-Modul des Stahls von der Festigkeit unabhängig ist und der tatsächliche E-Modul des Betons auch nicht direkt von der Druck- bzw. Zugfestigkeit abgeleitet werden. Der E-Modul des UHPC ist zwar etwas höher als der eines normal- oder hochfesten Betons, aber die Unterschiede sind eher gering und der E-Modul ist beim Beton immer stark von den gewählten Zuschlägen abhängig. Zusätzlich haben die numerischen Berechnungen bewiesen, dass der Einfluss des E-Moduls auf das Tragverhalten der Push-Out Körper nur minimal ist. Wie die bisherigen Auswertungen gezeigt haben, haben hingegen sowohl die Betondicke t_c als auch die Stahldicke der Verbunddübelleiste t_w einen großen Einfluss auf die maximale Tragfähigkeit. Das Verhältnis der Steifigkeiten von Beton und Stahl lässt sich daher über diese beiden Parameter deutlich besser beschreiben. Aus den numerischen Berechnungen und der Analyse der experimentellen Push-Out Versuche geht weiterhin hervor, dass bei den Materialkennwerten die Zugfestigkeit des Betons f_{ct} sowie die Streckgrenze des Stahls f_y den größten Einfluss auf die Last-Verformungskurve besitzen. Diese Festigkeitskennwerte geben zusätzlich an, ab welcher Last sich die Steifigkeit des entsprechenden Baustoffs reduziert.

Die Größe der Stahldübel wird durch den Abstand e_x definiert, der allerdings keinen Einfluss auf die Tragfähigkeit besitzt, wie in Abschnitt 5.2.3 gezeigt wurde. Auch die Anordnung der Verbunddübelleiste in Platten oder mit geringer seitlicher Randdeckung in Scheiben verändert die maximale Traglast nicht, wie die eigenen Untersuchungen an der Konfiguration POCL 46 (vgl. Abschnitt 3.7.1) gezeigt haben. Diese Untersuchungen sowie die weiteren Analysen belegen jedoch, dass die Betondicke, unabhängig von der Ausrichtung der Verbunddübelleiste, einen großen Einfluss auf die Stahltragfähigkeit besitzt. Dies lässt sich dadurch erklären, dass es bei geringerer Betondicke zu einer früheren Rissbildung und dem damit einhergehenden früheren Steifigkeitsverlust kommt. Ob die Rissbildung auf ein beginnendes Ausstanzen wie in Platten oder ein Spalten wie in Scheiben zurückzuführen ist, scheint dabei unerheblich zu sein. In beiden Fällen führen eine zu geringe Betondicke sowie zu wenig Bewehrung außerdem dazu, dass nicht mehr Stahlversagen, sondern Betonversagen auftritt. Um den Einfluss der oben beschriebenen Steifigkeits- und Festigkeitsparameter auf die Stahltragfähigkeit untersuchen zu können, wurde für jeden Versuchskörper das Verhältnis der Stahl- und Betonparameter $(f_y \cdot t_w)/(f_{ct} \cdot t_c)$ ermittelt und über diesen Wert die zugehörige relative Tragfähigkeit $(R_e/R_{t,Zul})$ aufgetragen (Abbildung 5.11). In dieser Abbildung wird daher nun auch der Einfluss des Betons bzw. der Interaktion zwischen Stahl und Beton auf die Stahltragfähigkeit sichtbar.

Die im linken Diagramm der Abbildung 5.6 noch vorhandenen vertikal untereinander liegenden relativen Tragfähigkeiten, die auf verschiedene Betoneigenschaften zurückgeführt werden können, sind in Abbildung 5.11 (links) nicht mehr vorhanden. Bei den Ergebnissen der anderen Forscher verschieben sich besonders die Ergebnisse aus [Sei+13a] in Abbildung 5.11 (rechts) weiter nach rechts. Die hohen Werte von $(f_y \cdot t_w)/(f_{ct} \cdot t_c)$ sind die Erklärung für die niedrige relative Tragfähigkeit bei diesen Versuchskörpern. Der Verlauf der relativen Tragfähigkeit über das Verhältnis von Stahl- und Betonparametern kann für die gesamte Datenbasis in Abbildung 5.11 (rechts) durch die Trendlinie mit der Gleichung $f(x) = 2,88x^{-0,4}$ approximiert werden.

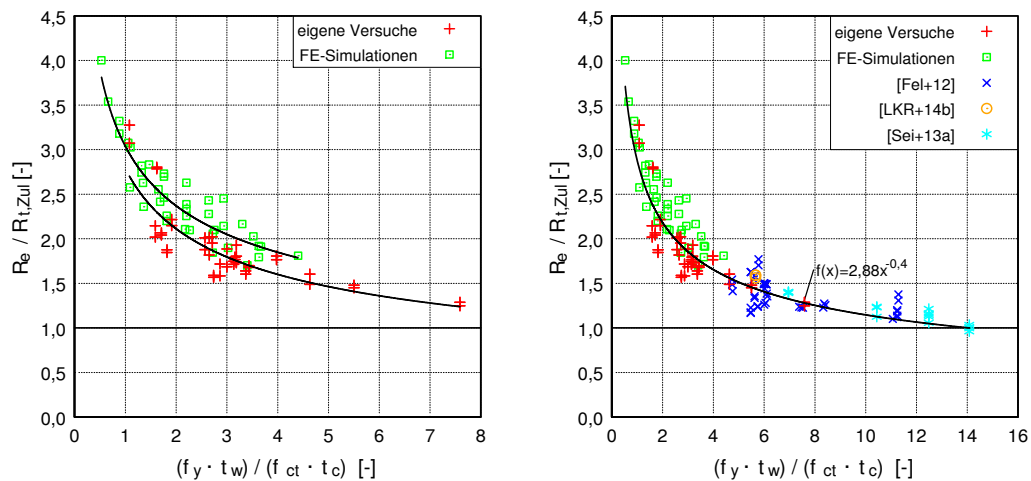


Abbildung 5.11: Vergleich der eigenen Versuchsergebnisse (links) sowie der gesamten Datenbasis (rechts) mit der Vorhersage des Modells nach [DIB13] bzw. [Fel+12]

Der in dieser Gleichung vorhandene Exponent ergab sich bei den Push-Out Versuchen von *Oehlers und Johnson* [OJ87] für Kopfbolzendübel (vgl. Gleichung (5.4)) ebenfalls. Dort allerdings für das Verhältnis der E-Module. Beim Verhältnis der Festigkeiten wurde in dieser Gleichung hingegen 0,35 als Exponent verwendet. Dies belegt ebenfalls, dass die Interaktion von Stahl und Beton die Verbundmitteltragfähigkeit anscheinend unabhängig von der Art des Verbundmittels in ähnlicher Weise beeinflusst.

Aus der Trendlinie in Abbildung 5.11 (rechts) wird durch Einsetzen von $R_e/R_{t,Zul}$ für $f(x)$ und $(f_y \cdot t_w)/(f_{ct} \cdot t_c)$ für x das Ingenieurmodell in Gleichung (5.5) entwickelt, das die Stahltragfähigkeit für alle Konfigurationen von Push-Out Körpern beschreibt. Dies ist möglich, da beim eigenen Ingenieurmodell anstatt eines konstanten Faktors A_{ult} nach [Fel+12] und [DIB13] ein Vorfaktor verwendet wird, der vom Verhältnis der Steifigkeiten und Festigkeiten von Stahl zu Beton abhängt. Auf diese Weise wird die Interaktion von Stahl und Beton sowie die bessere Einspannung und die Möglichkeit zur Ausnutzung der Zugfestigkeit des Stahls bei günstigen Verhältniswerten der Stahl- und Betonparameter berücksichtigt. Durch die Verwendung der Potenzfunktion liegt dieser Vorfaktor bei Normalbeton und den in der Zulassung vorgesehen Randbedingungen immer zwischen $A_{ult} = 0,30$ und $A_{ult} = 0,40$.

Die Betonzugfestigkeit f_{cm} wurde für alle experimentellen Versuchskörper nach den Vorgaben von Eurocode 2 [DIN11] aus den gemessenen Zylinderdruckfestigkeiten $f_{cm,cyl}$ bestimmt. Dies gilt auch für die Prüfkörper aus UHPC. Dort darf nach [Feh+13] ebenfalls die Gleichung $f_{cm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)}$ verwendet werden, die üblicherweise nur bis zu einer Festigkeitsklasse C50/60 gültig ist [DIN11]. Für den UHPC wird hiermit die reine Matrixzugfestigkeit ohne Fasertraganteil berechnet. Da dem UHPC in der Regel jedoch Fasern zugegeben werden, kann die Faserwirksamkeit noch einmal deutlich über dem so ermittelten Wert liegen. Die Umrechnung der gemessenen Mittelwerte der Zylinderdruckfestigkeit in die charakteristische Festigkeit f_{ck} , die für die Berechnung der Zugfestigkeit notwendig ist, erfolgte für alle Versuchskörper nach [DIN11] über die Formel $f_{cm} = f_{ck} + 8$. Bei den numerischen Ergebnissen wurde die direkt vorgegebene Betonzugfestigkeit f_{cm} (vgl. Anhang A.5) zur Auswertung verwendet.

$$P_y = 0,72 \cdot \left(\frac{f_{ctm} \cdot t_c}{f_y \cdot t_w} \right)^{0,4} \cdot f_y \cdot t_w \cdot e_x \quad (5.5)$$

mit:

| | |
|-----------|--|
| P_y | Tragfähigkeit eines Stahldübels [N] |
| f_{ctm} | Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit des Betons [N/mm ²] |
| f_y | Streckgrenze der Verbunddübelbleiste [N/mm ²] |
| t_c | Dicke des Betons [mm] |
| t_w | Blechdicke der Verbunddübelbleiste [mm] |
| e_x | Abstand der Ausnehmungen der Verbunddübelbleiste in Längsrichtung [mm] |

Um die Qualität des in Gleichung (5.5) vorgeschlagenen Ingenieurmodells zu überprüfen, wurden die Versuchsergebnisse R_e der eigenen Untersuchungen und der gesamten Datenbasis wiederum den theoretischen Ergebnissen R_t gegenübergestellt. Die Einzelwerte sind tabellarisch in Anhang A.8 angegeben. Aus Abbildung 5.12 (links) ist ersichtlich, dass bei diesem Modell vor allem die eigenen Versuchsergebnisse deutlich besser mit den theoretischen Werten übereinstimmen als dies bei den früheren Modellen in Abbildung 5.2, Abbildung 5.3 und Abbildung 5.4 der Fall war. Gleichzeitig ergibt sich aber auch eine sehr gute Übereinstimmung, wenn die Ergebnisse der gesamten Datenbasis in Abbildung 5.12 (rechts) betrachtet werden. Die Mittelwerte $\bar{x} = 1,03$ für die eigenen Untersuchungen und $\bar{x} = 1,03$ für die gesamte Datenbasis spiegeln dies deutlich wider. Die Variationskoeffizienten $\nu = 0,103$ bzw. $\nu = 0,099$ belegen, dass aufgrund der oben beschriebenen Herleitung des Modells nur sehr geringe Streuungen vorliegen. Auch wenn nur die 43 Versuchsergebnisse berücksichtigt werden, die bereits bei der Herleitung der Formel der Zulassung [DIB13] im Forschungsprojekt P804 [Fel+12] verwendet wurden, ergibt sich ein Mittelwert von $\bar{x} = 1,01$ mit einem Variationskoeffizienten $\nu = 0,107$, während sich in [Fel+12] für alle 60 Push-Out Versuche der dort verwendeten Datenbasis ein Variationskoeffizient von $\nu = 0,18$ einstellte. Durch die Berücksichtigung des Verhältnisses der Steifigkeiten und Festigkeiten von Stahl und Beton konnte ein Ingenieurmodell entwickelt werden, dessen Vorhersagequalität für alle betrachteten Versuchskörper besser ist als diejenige der bisher vorliegenden Modelle.

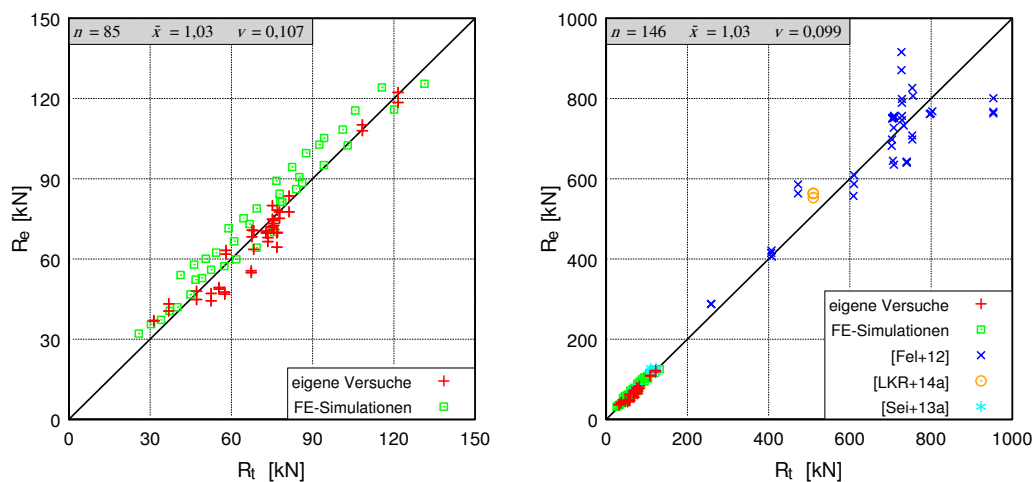


Abbildung 5.12: Vergleich der eigenen Versuchsergebnisse (links) sowie der gesamten Datenbasis (rechts) mit dem entwickelten Ingenieurmodell (Gleichung (5.5))

Aufgrund der Randbedingungen bei den experimentellen Versuchen sollte das Ingenieurmodell in Gleichung (5.5) nur für Bauteile mit einer Betondicke von mindestens 40 mm angewendet werden. Zusätzlich sollte zur Einhaltung einer Mindestduktilität bei Verbunddübeln ab 5 mm Dicke immer Betonstahlbewehrung vorgesehen werden oder der ultrahochfeste Beton ein deutlich verfestigendes Verhalten mit einer Faserwirksamkeit σ_{cf} oberhalb der rechnerischen Matrixzugfestigkeit f_{cm} nach [Feh+13] aufweisen.

Duktilität der Verbunddübeln bei Stahlversagen

Neben der Schubtragfähigkeit der Verbunddübeln ist das Verformungsvermögen von großer Bedeutung für die Anwendung in Verbundträgern (vgl. Abschnitt 2.5.2). Eine Mindestduktilität der Verbundmittel erlaubt eine Umverteilung der Kräfte in der Schubfuge und ist für eine teilweise Verdübelung erforderlich. Wie bereits in Abschnitt 5.2.3 beschrieben wurde, wird das von Eurocode 4 [DIN10c] geforderte charakteristische Verformungsvermögen $\delta_{uk} = 6$ mm nicht bei allen Versuchskörpern mit Stahlversagen erreicht. Im Gegensatz dazu konnten bei anderen Versuchskörpern mit Stahlversagen jedoch Relativverschiebungen gemessen werden, die deutlich über den Werten lagen, die sich aus den Modellvorstellungen nach [LKR14a, Lor16] für Verbunddübeln mit $h_d = 40$ mm ($e_x = 100$ mm) und Stahlversagen in Normalbeton ergeben sollten.

In neueren Untersuchungen von *Cläßen* [Cla16] sind Modelle zur analytischen Ermittlung der Dübelkennlinien für Verbunddübeln mit Puzzle- und Klothoidenform angegeben. Auf Basis dieser Modelle kann die Duktilität einer Verbunddübeln in Abhängigkeit des Abstands der Ausnehmungen e_x bei Ausstanz- und Stahlversagen berechnet werden. Das Verformungsvermögen wird bei Ausstanzversagen demnach im Wesentlichen durch die Höhe der Stahldübel und die Betondeckung beeinflusst. Bei Stahlversagen ist die Duktilität deutlich größer als beim Ausstanzversagen und wird hauptsächlich durch die Biegeverformung des Stahldübels, der als Kragarm wirkt, bestimmt. Es wurde hierfür ein Ansatz entwickelt, bei dem die maximale mögliche Verdrehung des Stahldübels mit der halben Dübelhöhe multipliziert wird, woraus sich der Schlupf in der Verbundfuge ergibt.

Bei den multilinearen Dübelkennlinien für Verbunddübeln mit Stahlversagen wird allerdings eine abstützende Wirkung des Betons auf der lastabgewandten Seite der Stahldübel vernachlässigt und gleichzeitig angenommen, dass bei Stahlversagen immer die Bruchdehnung des Stahls über die gesamte Dübellänge erreicht wird. Eine Umformung dieses Modells zeigt weiterhin, dass die Duktilität letztlich nur vom elastischen Anfangsschlupf und von der Bruchdehnung des Stahldübels abhängt. Wie unter anderem durch die experimentellen Untersuchungen in Abschnitt 3.8 und die numerischen Untersuchungen in Abschnitt 4.5.2 gezeigt werden konnte, wird die Bruchdehnung bei den meisten Versuchskörpern mit Stahlversagen nicht erreicht. Darüber hinaus spielt neben der Höhe der Verbunddübeln auch das Verhältnis der Stahl- und Betonparameter $(f_y \cdot t_w) / (f_{ct} \cdot t_c)$ für die Bestimmung der Duktilität von Verbunddübeln in UHPC eine wichtige Rolle. Das in [Cla16] entwickelte empirische Modell zur Ermittlung des Verformungsvermögens kann daher aufgrund der getroffenen Annahmen und der Beschränkung auf die beiden oben beschriebenen Einflussfaktoren nicht auf andere Versuchsreihen übertragen werden.

Ein empirisches Modell, mit dem die Duktilität der Verbunddübeln bei Stahlversagen in dünnem UHPC angegeben werden kann, lässt sich nur unter Beachtung des Verhältnisses der Steifigkeiten und Festigkeiten von Stahl zu Beton entwickeln. Aus Abbildung 5.13 ist die Korrelation zwischen der Duktilität δ_{uk} und dem Verhältnis der entsprechenden Stahl- und Betonparameter $(f_y \cdot t_w)/(f_{ct} \cdot t_c)$ für die eigenen Versuche klar zu erkennen. Die Trendlinie für die experimentellen und numerischen Ergebnisse zeigt, dass die Duktilität überproportional zunimmt, wenn der Wert von $(f_y \cdot t_w)/(f_{ct} \cdot t_c)$ abnimmt.

Allerdings kann auch eine sehr große Streuung der Ergebnisse beobachtet werden, so dass bezogen auf die Trendlinie zwar ein Mittelwert der Duktilität von $\bar{x} = 1,00$ vorliegt, aber der Variationskoeffizient $v = 0,459$ beträgt. Die Streuungen können unter anderem auf die Verwendung von Betonstahlbewehrung, unterschiedliche Fasergehalte und den Einfluss der Adhäsion zurückgeführt werden. Auf die Entwicklung eines Modells zur Vorhersage der Duktilität wird aus diesem Grund verzichtet.

Anstelle eines empirischen Modells soll jedoch analog zum Eurocode 4 [DIN10c] ein Mindestwert der Verformungsfähigkeit angegeben werden, der in jedem Fall erreicht wird. Die charakteristische Duktilität von Verbunddübeln mit Stahlversagen in dünnem UHPC kann aus Abbildung 5.13 zu $\delta_{uk} \geq 3,5$ mm abgelesen werden. Alle Versuchskörper, die unterhalb dieses Grenzwerts lagen, wurden ohne Betonstahlbewehrung oder mit nur 0,9 Vol.-% Stahlfasern geprüft. Aufgrund der Forderung, dass ab einer Verbunddübeln mit Dicke $t_w \geq 5$ mm der Einsatz von Betonstahlbewehrung oder eine erhöhte Faserwirksamkeit notwendig ist, bleiben diese Ergebnisse jedoch unberücksichtigt.

Zusätzlich kann festgehalten werden, dass für alle Versuchskörper mit einem Verhältnis $(f_y \cdot t_w)/(f_{ct} \cdot t_c) < 2,5$ auch das von Eurocode 4 [DIN10c] geforderte charakteristische Verformungsvermögen $\delta_{uk} = 6$ mm erreicht wird.

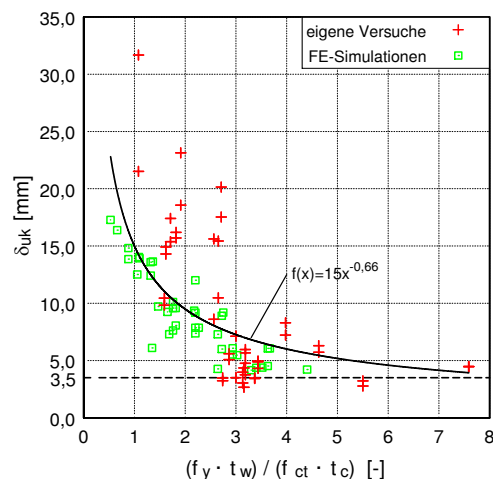


Abbildung 5.13: Korrelation des charakteristischen Verformungsvermögens mit den Steifigkeits- und Festigkeitsparametern von Stahl und Beton bei den eigenen Versuchen

5.4 Betonabscheren

5.4.1 Vergleich der Versagensarten beim Push-Out Versuch

Wie in den vorherigen Abschnitten gezeigt werden konnte, nehmen die Betonschädigungen mit zunehmender bezogener Schubtragfähigkeit des Stahls zu. Im Gegenzug reduzieren sich die plastischen Deformationen der Stahldübel soweit, bis diese die Streckgrenze nicht mehr erreichen. Das Versagen des Betons wurde daher in der Regel bei den eigenen Versuchskörpern mit sehr großer bezogener Schubtragfähigkeit beobachtet, wie sie bei Push-Out Körpern mit 10 mm dicker Verbunddübelleiste (S235 und S355) oder mit 5 mm Verbunddübelleiste in S355 vorhanden ist. Das Betonversagen kann in Form von Spalten oder Abscheren auftreten. Abscheren wird immer dann maßgebend, wenn die Dicke des Betons im Verhältnis zur Dicke des Stahls gering ist. Weil bei kleiner werdendem Dickenverhältnis sowohl die Spaltzugbeanspruchung als auch die Scherfläche des Betons abnehmen, begünstigt dies das Abscheren des Betons entlang der Dübelumrissfläche über die gesamte Betondicke. Dieser Zusammenhang konnte auch bereits in den numerischen Untersuchungen in Abschnitt 4.5.1 bzw. Anhang A.5 beobachtet werden.

Mit Hilfe des Verhältnisses der Stahl- und Betonparameter $(f_y \cdot t_w)/(f_{ct} \cdot t_c)$ kann das prinzipielle Tragverhalten eines Push-Out Körpers daher abgeschätzt werden. Liegt dieser Verhältniswert unterhalb von 4,5, so tritt ein duktiler Stahlversagen auf, wie man aus Abbildung 5.11 (links) erkennen kann. Alle Versuchskörper, bei denen es zum Spalten des UHPC kam, weisen hingegen Verhältniswerte zwischen 4,5 und 10 auf. Das Betonabscheren konnte bei der Konfiguration POCL 8 $((f_y \cdot t_w)/(f_{ct} \cdot t_c) = 12,0)$ und bei der Konfiguration POCL 50 $((f_y \cdot t_w)/(f_{ct} \cdot t_c) = 11,6)$ mit jeweils 40 mm Betonscheibendicke beobachtet werden. Die Verhältniswerte beim Abscheren liegen also noch einmal oberhalb des Wertebereichs beim Spalten.

Aus Abbildung 3.29 und Abbildung 3.30 in Abschnitt 3.5.1 ist der Versagensmechanismus beim Abscheren des Betons zu erkennen. Bevor es zu einem Spalten kommen konnte, wurden die maximalen Abscherkräfte erreicht. Das Abscheren erfolgte entlang der Dübelumrissfläche im Bereich der kleinstmöglichen Betonquerschnittsfläche. Der Riss bildete sich beidseits der größten Breite des Dübelkopfes. Dort betrug die Betondicke jeweils nur 15 mm.

5.4.2 Ingenieurmodelle

Zur Abschätzung der Tragfähigkeit bei Betonabscheren entlang der Dübelumrissfläche können die aus dem Eurocode 4 [DIN10c] bekannten Formeln zur Längsschubtragfähigkeit von Betongurten nicht verwendet werden, da dort die Tragfähigkeit durch Bewehrung gewährleistet wird. Das bei den eigenen Versuchen beobachtete reine Betonabscheren entspricht eher dem Abscheren eines Betondübels bei Verbunddübelleisten mit kleinen Ausnehmungen und großen Blechdicken, wie es z.B. von *Leonhardt et al.* [Leo+87] (Gleichung (2.6)) und *Zapfe* [Zap01] beobachtet wurde. Beim von *Zapfe* [Zap01] entwickelten Ingenieurmodell (Gleichung (2.7)) wird neben dem Betontraganteil sowohl der Einfluss einer Querbewehrung im Betondübel als auch der Einfluss der Dübelgröße berücksichtigt. Für die kleinsten Betondübel und ohne Querbewehrung lässt sich Gleichung (2.7), die dem Ingenieurmodell entspricht, zu Gleichung (5.6) umstellen. Dabei wird, im Gegensatz zum Modell nach

[Leo+87] (Gleichung (2.6)), auf die Betonzugfestigkeit f_{ct} anstelle der Betondruckfestigkeit zurückgegriffen. Diese hatte sich für die Versuchsauswertung von Versuchskörpern mit Hochleistungsbeton als geeigneter erwiesen [Zap01]. In Gleichung (5.6) stellt der Wert 29,975 einen empirischen Anpassungsfaktor dar, über den die Mittelwertkorrektur vor der statistischen Auswertung erfolgte, und A_D gibt die Querschnittsfläche einer Aussparung an.

$$P = 29,975 \cdot A_D \cdot f_{ct} \quad (5.6)$$

Der Widerstand gegen Abscheren entlang der Dübelumrissfläche von Verbunddübeln in ultrahochfestem Beton lässt sich aufgrund der ähnlichen Situation mit einer Formulierung beschreiben, die analog zu Gleichung (5.6) aufgebaut ist. Da das Betonabscheren nur bei vier experimentellen Versuchskörpern aufgetreten ist, reicht die Datenmenge zur Entwicklung eines Ingenieurmodells nicht aus. Stattdessen wurden alle numerischen Berechnungen aus der Parameterstudie, bei denen Abscheren aufgetreten ist (vgl. Anhang A.5), ausgewertet. Die Tragfähigkeit des UHPC bei Abscheren $P_{c,A}$ kann auf Basis dieser Ergebnisse mit Gleichung (5.7) beschrieben werden.

$$P_{c,A} = f \cdot A_{c,A} \cdot f_{ctm} \quad (5.7)$$

mit:

| | |
|-----------|---|
| $P_{c,A}$ | Tragfähigkeit des UHPC bei Abscheren entlang der Dübelumrissfläche [N/Stahldübel] |
| f | empirisch ermittelter Anpassungsfaktor (2,3) [-] |
| $A_{c,A}$ | Scherfläche eines Dübels [mm] $A_{c,A} = e_x \cdot (t_c - 0,568 \cdot t_w)$ |
| f_{ctm} | Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit des Betons [N/mm ²] |

Die Scherfläche $A_{c,A}$ ermittelt sich hierbei aus der Betondicke t_c multipliziert mit dem Abstand der Ausnehmungen e_x abzüglich der größten Fläche des Dübelkopfes, die sich nach Abbildung 2.26 zu $(0,586 \cdot e_x \cdot t_w)$ ergibt. Der Faktor f wurde analog zum Vorgehen in [Zap01] empirisch aus den Ergebnissen der numerischen Untersuchungen zu 2,3 ermittelt. Die Anwendung dieses Modells ergab für die numerischen Berechnungen, bei denen Abscheren auftrat (43 Simulationen), die in Abbildung 5.14 dargestellte Übereinstimmung im R_e/R_t Diagramm.

Hierbei ergibt sich mit einem Mittelwert $\bar{x} = 0,99$ und einem Variationskoeffizienten $v = 0,054$ eine gute Übereinstimmung von Gleichung (5.7) mit den numerischen Ergebnissen. Die Simulationen zeigten bei Abscheren keinerlei Abhängigkeit der Tragfähigkeit von der Streckgrenze des Stahls, da sowohl der Beton- als auch der Stahldübel bei Abscheren ungeschädigt bleiben. Stattdessen ist aus Abbildung 5.14 die Tendenz zu erkennen, dass die Tragfähigkeit bei Versuchskörpern mit hohen Traglasten überschätzt wird. Der Vergleich mit den Ergebnissen der experimentellen Untersuchungen bestätigt diese Tendenz jedoch nicht. Die Tragfähigkeit der Versuchskörper mit Abscheren wird durch dieses Modell demnach eher unterschätzt. Ein Grund hierfür könnten die bei den numerischen Berechnungen zur Erstellung der Datenbasis (vgl. Anhang A.5) nicht berücksichtigten Traganteile der Adhäsion oder eine in der Realität vorliegende größere Abscherlänge sein. Beide Effekte können allerdings nicht auf reale Bauteile aus UHPC mit Verbunddübeln übertragen werden, weil die Adhäsion nicht berücksichtigt werden sollte und die Abscherlänge von z.B. Verbundträgern im Gegensatz zu den Push-Out Körpern eindeutig bestimmbar ist.

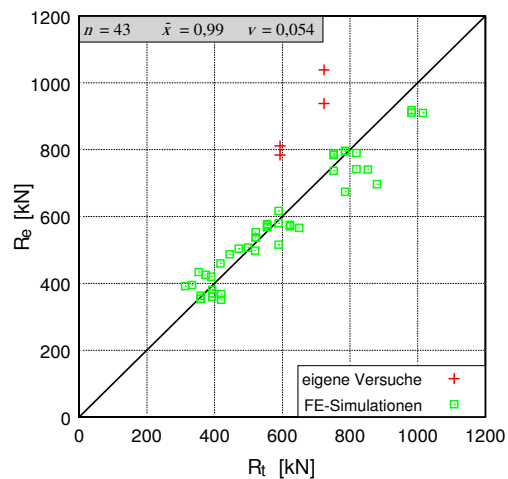


Abbildung 5.14: Vergleich der experimentellen und numerischen Untersuchungen mit Abscheren des Betons mit dem Modell nach Gleichung (5.7)

Da das Abscheren nur bei Versuchskörpern mit ungünstigen Geometrieverhältnissen auftritt, bei denen die Verbunddübelleisten (Beton- und Stahldübel) nicht ausgenutzt werden, und das Versagen zudem sehr spröde abläuft, werden die folgenden Randbedingungen definiert, damit dieser Versagensmechanismus nicht auftreten kann. Aus den Ergebnissen der experimentellen und numerischen Untersuchungen (vgl. Abschnitt 4.5.1) kann abgeleitet werden, dass die Betonscheibendicke t_c immer mindestens 40 mm betragen sollte. Bei $t_c = 40$ mm darf die Blechdicke t_w der Verbunddübelleiste nicht größer als 5 mm sein. Verbunddübelleisten mit $t_w = 10$ mm können ab Betondicken von $t_c = 50$ mm verwendet werden.

5.5 Spalten

5.5.1 Analyse des Tragverhaltens

Die Belastung des Betons durch den Stahldübel stellt nach dem in Abschnitt 2.4.4 vorgestellten Betondübelmodell für Verbunddübelleisten eine Teilflächenbelastung dar. Im Dübelkernbereich liegt dabei im ungerissenen Zustand ein nahezu hydrostatischer Druckspannungszustand vor, in dem der Beton über die einaxiale Druckfestigkeit hinaus belastet werden kann. Die Ausbreitung der Druckspannungen von dort in den umgebenden Beton führen zu entsprechenden Querspannungen, die auch als Spaltzugspannungen bezeichnet werden.

Die eigenen experimentellen Untersuchungen an Push-Out Körpern, bei denen Spalten auftrat, wiesen alle einen sehr ähnlichen Versuchsverlauf auf. Bis etwa 80 % der Maximallast konnten keine Schädigungen festgestellt werden und die Versuchskörper verhielten sich linear-elastisch. Äußerlich wurde zumeist ab 90 % der Maximallast eine Dickenvergrößerung des Betons im Bereich der Verbunddübelleiste gemessen. Diese Aufweitung resultierte aus dem Beginn der Mikrorissbildung im Betondübel, wodurch sich gleichzeitig die Steifigkeit verminderte und die Last-Verformungskurve in eine flachere Neigung überging. Ein solches Verhalten konnte insbesondere bei den Versuchskörpern mit reduzierter Adhäsion und 10 mm dicker Verbunddübelleiste (z.B. POCL 45 in Abbildung 3.36) beobachtet werden.

Demgegenüber war bei den übrigen Versuchskörpern mit Spaltversagen teilweise ein Einfluss der Adhäsion bis hin zur Maximallast vorhanden, wie im Abschnitt 3.6.1 gezeigt wurde. Parallel zur internen Mikrorissbildung und der zugehörigen Dickenvergrößerung kommt es an der Klappkante des UHPC zu einer Stauchung des Betons. Beide Phänomene konnten mit Hilfe des optischen Messsystems Aramis erfasst werden (vgl. Abbildung 5.15). Bereits bei einer Last von 880 kN (91 % der Maximallast) wurde am Versuchskörper POCL 31-1 eine deutliche Auswölbung des Betons im Bereich der Verbunddübelleiste gemessen. Die Verzerrungen in horizontaler Richtung bei Versuchsende können Abbildung 5.15 (rechts) entnommen werden. Die blau dargestellte Stauchung des Betons ist die Folge des Aufklappens und gibt die Lage der Klappkante an. Diese Stauchung kann in weniger ausgeprägter Form auch bereits zum Zeitpunkt der Maximallast beobachtet werden, wie die Ergebnisse in Abbildung 3.16 (rechts oben) für POCL 11-1 zeigen.

Das typische Aufklappen des Betons, wie es in Abbildung 5.16 (links) zu erkennen ist, ergibt sich aus der Geometrie der UHPC-Scheibe. Da die Spaltzugbeanspruchung nur lokal in den Betondübeln wirkt, erfolgt die Spaltrissbildung auch nur in diesem Bereich in der Scheibenmitte. Ein Sägeschnitt durch den Versuchskörper auf Höhe des Dübelkopfes zeigt die Spaltrisse in der Mittelebene der Verbunddübelleiste (Abbildung 5.16, Mitte). Ab dem Dübelkopf verlaufen die Risse dann unter etwa 45° zur Scheibenebene nach außen (vgl. Abbildung 5.16, rechts).

Die Betondübel vieler Prüfkörper wurden nach dem Versuch freigelegt und auf die vorliegenden Betonschädigungen untersucht (Abbildung 5.17). Hierbei wurden die bereits früher im Normalbeton von *Zapfe* [Zap01] (Abbildung 2.20) und im UHPC von *Heinemeyer* [Hei11] beobachteten Betonkeile im Dübelkernbereich vorgefunden. Ein lokales Druckversagen des UHPC im Dübelkernbereich konnte allerdings bei keinem untersuchten Prüfkörper vorgefunden werden. Bei Verwendung von UHPC in Kombination mit den üblichen Verbunddübelleisten kann ein Versagen infolge Überschreitung der zulässigen Teilflächenpressung in Übereinstimmung mit den Erkenntnissen aus [Hei11] daher ausgeschlossen werden.

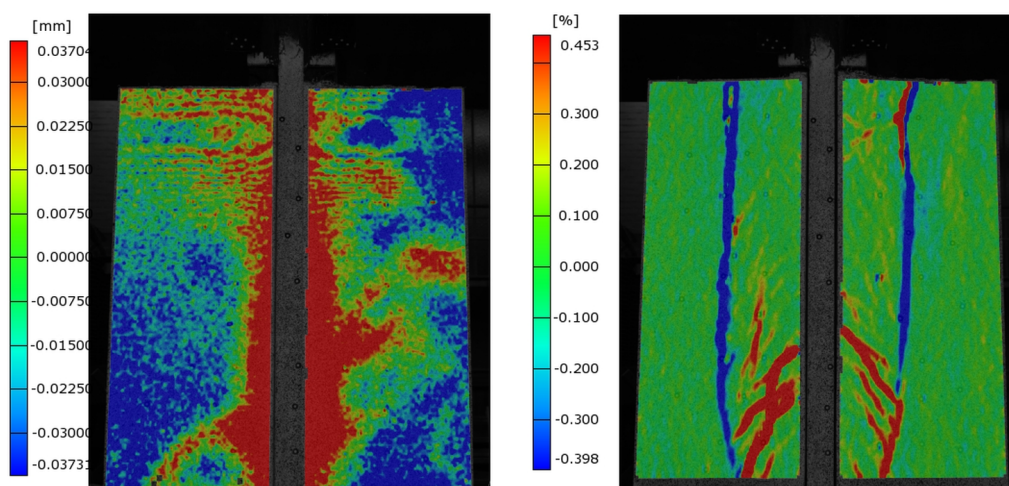


Abbildung 5.15: Verschiebung z senkrecht zur Scheibenebene bei einer Last von 880 kN (links) und horizontale Verzerrungen bei Versuchsende (rechts) beim POCL 31-1



Abbildung 5.16: Push-Out Körper mit Spaltversagen nach Versuchsende in der Ansicht (links), mit einem Sägeschnitt durch den UHPC entlang der Verbunddübelreihe (Mitte) und in der Seitenansicht von oben (rechts)

Bei einigen Versuchskörpern mit 10 mm dicken Verbunddübeln war nicht nur der Betonkeil im Dübelkernbereich ungeschädigt, sondern der keilförmige, zumeist ungeschädigte Bereich verlief sichelförmig entlang des Dübelgrunds bis zum Hinterschnitt des nächsten Stahldübel (Abbildung 5.17, links und Mitte). Alle freigelegten Betondübel wiesen deutliche Reibspuren an den Seitenflächen des Betonkeils im Dübelkernbereich auf. Diese belegen, dass es dort zum Abscheren des UHPC kam, während der mittlere Bereich des Betondübel infolge der Spaltzugbelastung versagte.

Bei seinen Auswertungen zum zweischnittigen Abscheren der Betondübel beobachtete Zapfe [Zap01] ebenfalls eine Kombination von Abscheren und Spalten. Er stellte fest, dass die Abscherflächen nicht parallel zur Ebene der Verbunddübelreihe verlaufen, sondern konkav auf diese hinzu (vgl. Abschnitt 2.4.4). Bei großen Stahldübeln kam es schließlich zu einer Vereinigung der beiden Abscherflächen in der Ebene der Verbundmittel (Abbildung 2.21, links), wodurch nicht mehr die gesamte Betondübelfläche als wirksame Abscherfläche angesetzt werden kann. Dieser Effekt wurde beim zugehörigen Abschermodell (vgl. Gleichung (2.7)) durch die Reduktion der Betondübelfläche in Abhängigkeit der Dübelgröße über den Abminderungsfaktor f_h berücksichtigt. Die Beanspruchung außerhalb der wirksamen Abscherfläche, die einer Spaltzugbeanspruchung entspricht, wurde nicht betrachtet. Ebenso wurde das reine Spalten oder die Kombination aus Spalten und Abscheren nicht genauer untersucht, da bei allen Versuchskörpern Querbewehrung in den Betondübeln vorhanden war.

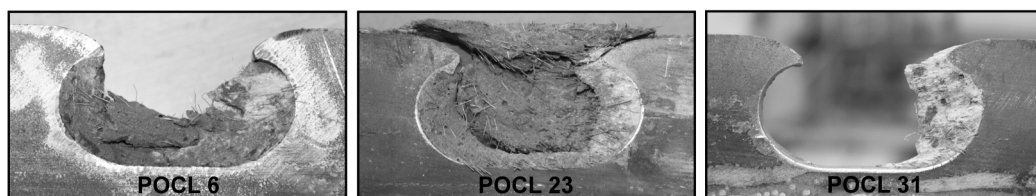


Abbildung 5.17: Betonkeil im gesamten Dübelbereich (links und Mitte) sowie nur im Dübelkernbereich (rechts) bei Spaltversagen (Belastung auf Stahldübel von links)

Auf Basis der eigenen Versuchsergebnisse lässt sich die Modellvorstellung aus Abbildung 2.21 (links) weiter entwickeln, so dass hiermit für unbewehrte Betondübel in Abhängigkeit der geometrischen Verhältnisse explizit auch ein kombiniertes Versa-

gen sowie ein Spaltversagen erklärt werden können (vgl. Abbildung 5.18). Oben links ist der vertikale Schnitt durch einen typischen Verbunddübel mit Spaltversagen bei den eigenen Versuchskörpern zu sehen. Die Länge des Betondübel beträgt $l_{D,1}$. Im Dübelkernbereich bildet sich ein Betonkeil aus und im restlichen Betondübel kommt es zum Spalten. Die in diesem Dübel wirkenden Kräfte können der Darstellung in Abbildung 5.18b entnommen werden. Hierbei handelt es sich um einen horizontalen Schnitt durch den Betondübel. Abbildung 5.18c zeigt, was passiert, wenn sich die geometrischen Verhältnisse ändern und der Betondübel kleiner wird ($l_{D,2} < l_{D,1}$). Es kommt zur Reduktion des Bereichs, in dem Spaltzugkräfte wirken und die Größe der konkaven Scherflächen nimmt im Vergleich dazu an Länge zu. Hierbei liegt ein kombiniertes Versagen vor, welches jedoch durch das Abscheren dominiert wird.

In noch kleineren Betondübeln ($l_{D,3} < l_{D,2}$) kommt es hingegen zum reinen Abscheren, bei dem sich die beiden Abscherflächen nicht mehr in der Mittelebene treffen (vgl. Abbildung 5.18d). Die gleichen Effekte ergeben sich auch, wenn die Betondübelgröße gleich bleibt und stattdessen die Dicke der Stahldübel vergrößert wird. In Übereinstimmung mit der Modellvorstellung in Abbildung 5.18 waren die beobachteten Betonkeile bei den eigenen Versuchskörpern mit einer 5 mm dicken Verbunddübelleiste daher immer deutlich kleiner als diejenigen bei den dickeren Stahldübeln.

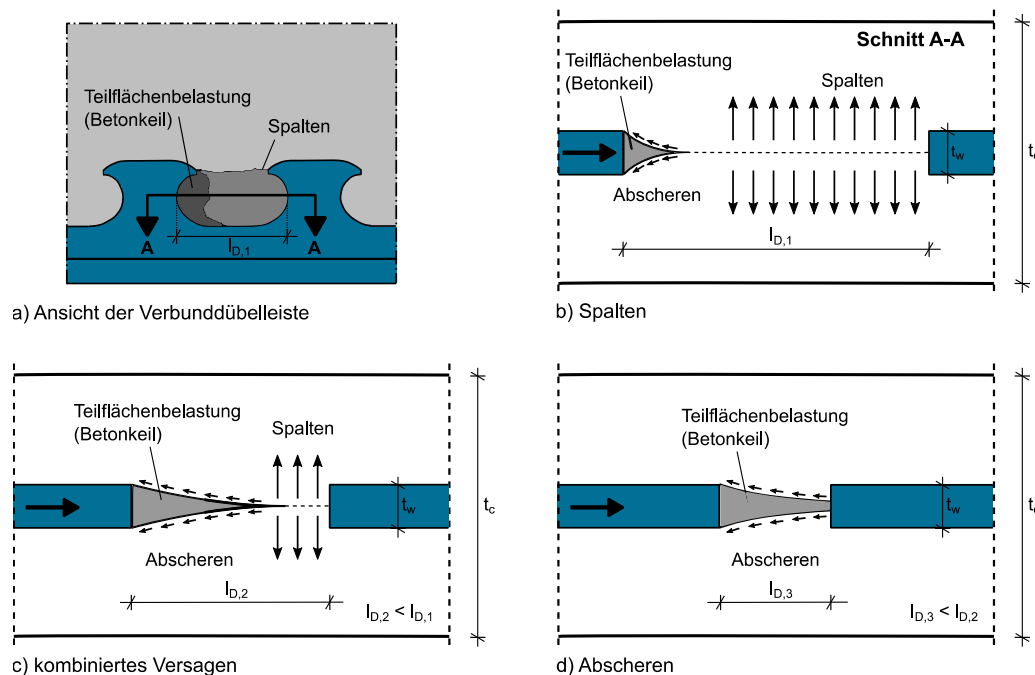


Abbildung 5.18: Abhängigkeit des Versagensmechanismus im Betondübel von den geometrischen Verhältnissen der Verbunddübelleiste

Zusammenfassend kann das Trag- und Verformungsverhalten beim Spalten des UHPC ohne Betonstahlbewehrung mit Hilfe von Abbildung 5.19 beschrieben werden. Im Bereich A, der bis etwa 90% der Maximallast reicht, liegt ein linear elastisches Tragverhalten vor. Im Anschluss daran beginnt die Mikrorissbildung (Bereich B) im UHPC infolge Querkzugbeanspruchung, was mit einer messbaren Zunahme der Betonscheibendicke einhergeht. Die Größe dieses Bereichs hängt bei Vernachlässigung der Adhäsion stark von der Faserwirksamkeit und der Verfestigung des verwendeten

UHPC ab. In dieser Phase reduziert sich die Steifigkeit, bis sich die Risse zu einem Spaltriss vereinigt haben und die maximale Traglast P_{max} erreicht ist. Die zu diesem Zeitpunkt freiwerdende Bruchenergie kann durch die übrigen, noch nicht geschädigten Betonbereiche im Dübelkernbereich nicht mehr aufgenommen werden. Da keine Möglichkeiten zur Lastumlagerung gegeben sind, kommt es zum Abscheren der Betonkeile und zu einem Lastabfall bei zunehmender Relativverschiebung.

Im Bereich C der Abbildung 5.19 erfolgt die Lastabtragung zunächst über den Faserzug im Spaltriss sowie über die seitliche Reibung an den Scherflächen der Betonkeile. Der abgescherter Betonkeil wird dann mit zunehmender Relativverschiebung durch den gerissenen, mittleren Bereich des Betondübel geschoben, was letztlich das vollständige Aufklappen des Betons bewirkt, wie es in Abbildung 5.16 zu sehen ist. Durch die Biegebeanspruchung des UHPC beim Aufklappen kommt es, wie in Abschnitt 5.2.4 erläutert, zu einem vom Stahlfasergehalt abhängigen Tragverhalten im Nachbruchbereich.

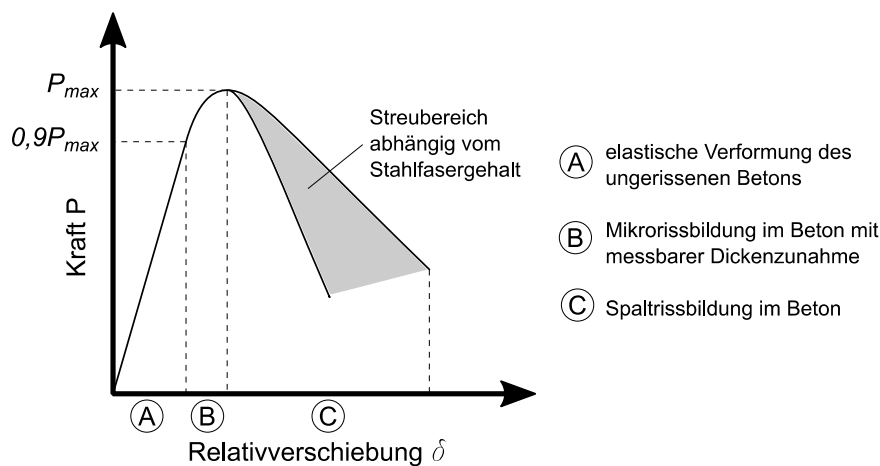


Abbildung 5.19: Idealisiertes Last-Verformungsverhalten von Push-Out Körpern bei Spaltversagen

5.5.2 Vergleich mit vorhandenen Modellen

Eine Literaturrecherche zur Tragfähigkeit von Verbunddübeln bei Spaltzugbeanspruchung zeigt, dass dieses Versagenskriterium in den meisten Forschungsarbeiten nicht detailliert behandelt wurde. In der Regel wurde in den Betondübeln Betonstahlbewehrung eingelegt, wodurch die Spaltzugkräfte aufgenommen werden konnten, sodass dieser Mechanismus nicht maßgebend war.

In der Arbeit von *Seidl* [Sei09] wird der Widerstand $P_{cr,v}$ eines Verbunddübeln gegen das Spalten hingegen explizit ermittelt. Hierzu wird die Spaltzugbeanspruchung des Betons F_t nach Gleichung (5.8) mit der aufnehmbaren Betonzugkraft im Betondübel $F_{t,cr,v}$ (vgl. Gleichung (5.9)) gleichgesetzt und nach der Teilflächenbelastung P aufgelöst. Die Spaltzugbeanspruchung F_t entspricht hierbei der Querkraft, die sich aus der Teilflächenbelastung nach Model Code 90 [Eur93] ergibt. Bei der Ermittlung der aufnehmbaren Betonzugkraft wurde die gesamte Betondübelnfläche sowie die oberhalb des Verbunddübeln liegende Betondeckung berücksichtigt, wodurch sich der Spaltwiderstand $P_{cr,v}$ nach [Sei09] durch Gleichung (5.10) ausdrücken lässt.

$$F_t = 0,30 \cdot P \cdot \left(1 - \frac{t_w}{b_c}\right) \quad (5.8)$$

$$F_{t,cr,v} = A_{sp} \cdot f_{ct} = (c_o \cdot e_x + A_D) \cdot f_{ct} \quad (5.9)$$

$$P_{cr,v} = \frac{c_o \cdot e_x + A_D}{0,30 \cdot \left(1 - \frac{t_w}{b_c}\right)} \cdot f_{ct} \quad (5.10)$$

mit:

| | |
|--------------|---|
| F_t | Spaltzugbeanspruchung des Betons infolge Teilflächenbelastung [N] |
| $F_{t,cr,v}$ | aufnehmbare Betonzugkraft im Verbunddübel bei Teilflächenbelastung [N] |
| $P_{cr,v}$ | Widerstand eines Verbunddübels gegen Spalten [N] |
| P | Teilflächenbelastung [N] |
| t_w | Blechdicke der Verbunddübelleiste [mm] |
| b_c | Breite des Betongurts oder der Betonplatte [mm] |
| A_{sp} | wirksame Betonfläche eines Betondübels bei Spaltzugbeanspruchung [mm ²] |
| f_{ct} | zentrische Zugfestigkeit des Betons [N/mm ²] |
| c_o | Betondeckung oberhalb der Verbunddübelleiste [mm] |
| e_x | Abstand der Ausnehmungen der Verbunddübelleiste in Längsrichtung [mm] |
| A_D | Querschnittsfläche eines Betondübels [mm ²] |

Heinemeyer [Hei11] diskutierte sowohl den Lastansatz bei Teilflächenbelastung nach Model Code 90 [Eur93] (Gleichung (5.14)) als auch nach *Leonhardt* [Leo86]. Die Unterschiede dieser beiden Modelle sind im Wesentlichen auf die verschiedenen Fachwerkmodelle zurückzuführen, die aus dem Verlauf der Hauptspannungen bei Teilflächenbelastung abgeleitet wurden. Während in [Eur93] von einer Lastausbreitung unter einem Winkel von 35° und einer Zugbeanspruchung über eine Länge von 60% des Druckausbreitungsbereichs ausgegangen wird, verwendet [Leo86] einen Winkel von 30° und der Quersugbereich erstreckt sich über eine Länge von 70% des Druckausbreitungsbereichs.



Abbildung 5.20: Größe der durch Spaltzugspannungen belasteten Betonfläche beim Modell nach [Eur93] (links) und [Leo86] (rechts) [Hei11]

Aufgrund des kleineren Ausbreitungswinkels reduziert sich der Vorfaktor bei der Spaltzugbeanspruchung in Gleichung (5.8) nach [Leo86] auf 0,25. Gleichzeitig erhöht sich auf der Seite des Widerstands jedoch die ansetzbare Betonfläche A_{sp} , wie Abbildung 5.20 am Beispiel der Verbunddübel von [Hei11] zeigt. Da die Lasteinleitung durch die Stahldübel im regelmäßigen Dübelabstand e_x erfolgt, wird bei beiden Ansätzen die maximale Breite der Lastausbreitung auf den Wert e_x begrenzt. Dies passt auch zum Modell der Lastausbreitung der Spannungstrajektorien in Form eines flaschenförmigen Druckspannungsfeldes. Hierdurch ergibt sich nach Abbildung 5.20 beim Modell nach [Eur93] ein Quersugbereich mit einer Gesamtlänge von $0,6e_x$, während dieser nach dem Ansatz von [Leo86] $0,7e_x$ beträgt (vgl. Abbildung 5.20). Im Dübelkernbereich liegen unabhängig vom gewählten Ansatz keine Zugbeanspru-

chungen vor. Durch Gleichsetzen der Einwirkungs- und Widerstandsseite erhält [Hei11] zwei Modelle zur Ermittlung des Spaltwiderstands P_{sp} . Dies ist zum einen Gleichung (5.11) auf Basis des Model Code 90 [Eur93] und zum anderen Gleichung (5.12) nach *Leonhardt* [Leo86]. Durch die Anwendung der beiden Modelle auf die Versuchskörper mit UHPC-Platten wurde in [Hei11] gezeigt, dass das Modell nach [Eur93] zu geringeren Streuungen führt. Allerdings konnte der Einfluss der Betondeckung c_o unabhängig vom gewählten Modell nicht richtig erfasst werden. Eine genauere Untersuchung erfolgte nicht, da das Spalten nur bei unbewehrten Prüfkörpern aufgetreten war und diese Versagensform durch die Vorgabe einer Mindestquerbewehrung ausgeschlossen wurde [Hei11].

$$P_{sp,1} = \frac{c_o \cdot 0,6e_x + 0,4A_D}{0,30 \cdot (1 - t_w/e_x)} \cdot f_{ct} \quad (5.11)$$

$$P_{sp,2} = \frac{c_o \cdot 0,7e_x + 0,8A_D}{0,25 \cdot (1 - t_w/e_x)} \cdot f_{ct} \quad (5.12)$$

mit:

- $P_{sp,1}$ Widerstand eines Verbunddübels gegen Spalten auf Basis von [Eur93] [N]
 $P_{sp,2}$ Widerstand eines Verbunddübels gegen Spalten auf Basis von [Leo86] [N]

Bei den eigenen Untersuchungen hatte eine Betonstahlbewehrung im Betondübel zwar einen positiven Einfluss auf die Tragfähigkeit und die Duktilität. Allerdings konnte das Spalten aufgrund der geringen Scheibendicke und des verhältnismäßig kleinen Bewehrungsgrads nicht ganz verhindert werden. Dies belegen besonders die Ergebnisse der mit Betonstahlbewehrung ausgeführten Konfiguration POCL 5.

Um ein für die Anwendung von Verbunddübeln in dünnem ultrahochfesten Beton mit geringer seitlicher Betondeckung geeignetes Ingenieurmodell zur Beschreibung der Tragfähigkeit bei Spalten zu entwickeln, wurde zunächst eine Datenbasis zusammengestellt. In dieser sind sowohl die Ergebnisse der eigenen Versuchskörper als auch die der numerischen Parameterstudie (vgl. Anhang A.5) enthalten, bei denen es zum Spalten kam und die ohne Betonstahlbewehrung aus UHPC hergestellt wurden. Da die numerischen Simulationen der Versuchskörper mit Spaltversagen sehr gute Übereinstimmungen zu den realen Versagenslasten aufwiesen und sich hierbei auch der in Abbildung 5.18 beschriebene Spannungszustand mit einer hydrostatischen Druckbelastung im Dübelkernbereich und Zugbeanspruchungen im restlichen Betondübel einstellt, wurden diese zusätzlich zu den Ergebnissen der experimentellen Versuche in die Datenbasis aufgenommen.

Die zur Entwicklung eines Ingenieurmodells für den Versagensmechanismus des Spaltens zur Verfügung stehende Datenbasis, die in Anhang A.7 abgedruckt ist, umfasst daher insgesamt 34 experimentelle und 41 numerische Versuchsergebnisse. Mit Hilfe dieser Datenbasis wird zunächst überprüft, ob die von *Seidl* [Sei09] (Gleichung (5.10)) und *Heinemeyer* [Hei11] (Gleichungen (5.11) und (5.12)) entwickelten Modelle für die eigenen Versuchskörper aus UHPC mit geringer seitlicher Betondeckung geeignet sind. Alle drei Modelle wurden zur Anwendung von Verbunddübeln in Platten entwickelt und müssen modifiziert werden, bevor eine Anwendung auf die eigenen Versuchskörper erfolgen kann. Auf der Einwirkungsseite wird in Gleichung (5.10) das Verhältnis von t_w/b_c zur Ermittlung der Spaltzugbeanspruchung

verwendet, wohingegen in den Gleichungen (5.11) und (5.12) das Verhältnis von t_w/e_x benutzt wird. Hiermit geht die Annahme einher, dass für jeden Betondübel eine getrennte Lasteinleitung stattfindet. Für die Anwendung in Platten, wo $b_c \gg e_x$ gilt, ist dieser Ansatz sinnvoll. Falls jedoch die Scheibendicke t_c kleiner als der Abstand der Stahldübel e_x ist, so reduziert sich auch die Größe des Diskontinuitätsbereichs auf die Scheibendicke. Dies ist bei den eigenen Versuchskörpern der Fall. Daher wurde auf Seite der Einwirkung immer t_c anstelle von b_c bzw. e_x verwendet. Ausgehend von der Annahme, dass nicht nur der Diskontinuitätsbereich, sondern die gesamte Spaltfläche A_{sp} zwischen zwei Stahldübeln versagen muss, bevor die maximale Last erreicht wird, wurde auf Seite der aufnehmbaren Spaltzugkräfte keine Anpassung dieses Werts vorgenommen. Allerdings geht bei der Spaltfläche A_{sp} neben der Fläche des Betondübel A_D , die nach der Zulassung [DIB13] $A_{D,CL} = 0,2e_x^2$ beträgt, in den drei Modellen auch die oberhalb der Verbunddübelleiste vorhandene Betondeckung c_o ein.

Bei den Versuchskörpern mit UHPC-Scheiben ist die oberhalb der Verbunddübelleiste liegende Betondeckung sehr groß. Die Querkzugbeanspruchung wirkt jedoch nur auf einen viel kleineren Bereich. Um diesen Effekt zu berücksichtigen, wird die obere Betondeckung für die Anwendung auf die eigenen Versuche auf den Wert $c_o = 0,4t_c$ begrenzt. Dieser Wert stimmt gut mit der Lage der Spaltrisse an den eigenen Versuchskörpern überein. In den freigelegten Betondübeln konnten immer nur bis maximal 25 mm über den Stahldübeln Spaltrisse beobachtet werden. Zusätzlich wird über diesen Faktor auch der Einfluss der Betonscheibendicke erfasst. Die Fläche des Betondübel beträgt für Verbunddübelleisten mit Puzzleform nur $A_{D,PZ} = 0,13e_x^2$. Allerdings wurde bei diesen Versuchskörpern die gleiche Rissbildung wie bei den übrigen Versuchskörpern vorgefunden, weshalb von der gleichen Spaltfläche A_{sp} ausgegangen wird.

In Abbildung 5.21 werden die mit den oben beschriebenen Annahmen ermittelten, theoretischen Tragfähigkeiten R_t für einen Betondübel den Tragfähigkeiten aus der Datenbasis R_e gegenübergestellt. Für die Betonzugfestigkeit f_{ct} wurde wiederum die rechnerische Festigkeit nach [Feh+13] bzw. die bei den FE-Berechnungen vorgegebene Betonzugfestigkeit verwendet.

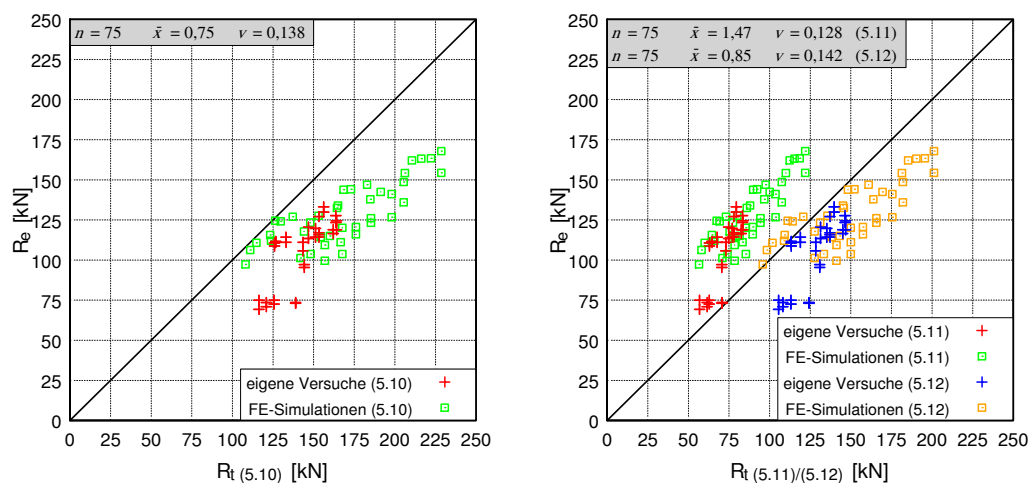


Abbildung 5.21: Vergleich der Versuchsergebnisse mit der Vorhersage nach Gleichung (5.10) (links) sowie Gleichung (5.11) und (5.12) (rechts)

Es ist zu erkennen, dass es beim Modell nach Gleichung (5.10) zu einer deutlichen Überschätzung der realen Ergebnisse kommt. Die Auswertung des Mittelwerts der Verhältnisse von experimentellen zu den theoretischen Tragfähigkeiten R_e/R_t ergibt $\bar{x} = 0,74$ für die im Labor getesteten Versuchskörper mit einem zugehörigen Variationskoeffizienten $\nu = 0,141$. Für die numerischen Push-Out Körper der Datenbasis ergeben sich Werte von $\bar{x} = 0,77$ und $\nu = 0,133$. Bei den beiden Modellen nach [Hei11] kommt es zu zwei unterschiedlichen Resultaten. Während die theoretischen Ergebnisse der Gleichung (5.11) die Tragfähigkeiten unterschätzen, ergibt sich für diejenigen nach Gleichung (5.12) die beste mittlere Tragfähigkeit, bei einem nur geringfügig größeren Variationskoeffizienten. Die Mittelwerte liegen bei $\bar{x} = 1,46$ und $\bar{x} = 0,82$ für die experimentellen Versuche ($\nu = 0,138$ bzw. $\nu = 0,143$) sowie bei $\bar{x} = 1,48$ und $\bar{x} = 0,87$ für die numerischen Ergebnisse ($\nu = 0,122$ bzw. $\nu = 0,138$).

Insgesamt kann der Trend der Tragfähigkeiten R_e aufgrund der an den vorhandenen Modellen vorgenommenen Modifikationen, wie z.B. der Anpassung der oberen Betondeckung c_o , bereits verhältnismäßig gut wiedergegeben werden. Allerdings sind weitere Anpassungen erforderlich, da die mittleren theoretischen Tragfähigkeiten deutlich von den experimentellen und numerischen Ergebnissen abweichen. Zur Entwicklung eines eigenen Ingenieurmodells sollen daher vor allen Dingen die Unterschiede zwischen den vorliegenden Modellen der Gleichungen (5.11) und (5.12) beleuchtet werden, da diese die Tragfähigkeiten unter- bzw. überschätzen.

Eine Analyse der Unterschiede zwischen den Gleichungen (5.11) und (5.12) zeigt, dass der Unterschied der Ergebnisse vor allem auf den ansetzbaren Betonflächen beruht. Wenn die Modelle auf Basis des Model Code 90 [Eur93] und von *Leonhardt* [Leo86] unter Berücksichtigung der beschriebenen Modifikationen auf die eigenen Versuchskörper übertragen werden, ergeben sich die in Abbildung 5.22 dargestellten wirksamen Betonflächen A_{sp} . Hierbei fällt auf, dass der nach Gleichung (5.11) [Eur93] bei Querkzug wirksame Bereich sehr weit vom Dübelkernbereich entfernt liegt und verhältnismäßig klein ist, was nicht zu den Beobachtungen bei den realen Versuchskörpern (vgl. Abbildung 5.17) und zur Verteilung der Zugspannungen in den numerischen Untersuchungen (vgl. Abbildung 4.23, oben) passt. Dies stellt sich bei Gleichung (5.12) und dem Modell nach [Leo86] anders dar. Hier liegt die wirksame Spaltfläche A_{sp} ungefähr dort, wo auch in den experimentellen und numerischen Untersuchungen die größten Beanspruchungen aufgetreten sind.

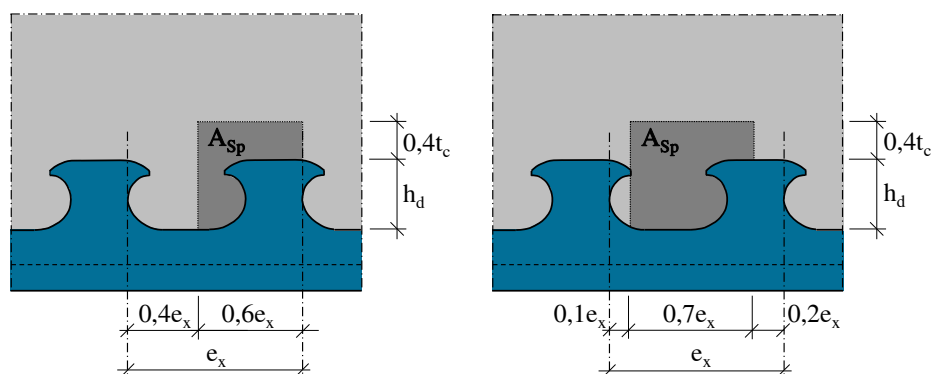


Abbildung 5.22: Wirksame Betonflächen bei Spaltzugbeanspruchung in den Modellen nach [Hei11] auf Basis von [Eur93] (links) und [Leo86] (rechts)

5.5.3 Entwicklung eines Ingenieurmodells

Die bisher untersuchten Modelle zur Ermittlung der Tragfähigkeit bei Spaltzugbeanspruchung besitzen alle den gleichen mechanischen Hintergrund und unterscheiden sich im Wesentlichen nur beim Ansatz der mitwirkenden Betonfläche bei Quersugbeanspruchung A_{sp} . Diese besitzt jedoch einen großen Einfluss auf die Tragfähigkeit. Die Auswertung der bestehenden Modelle in Abbildung 5.21 zeigt, dass diese die realen Tragfähigkeiten nahezu trendfrei abschätzen können, wobei allerdings die mittleren Tragfähigkeiten nicht genau genug wieder gegeben werden.

Das für die eigenen Versuchskörper modifizierte Modell auf Basis von [Leo86] (Gleichung (5.12)) dient als Ausgangspunkt für die Weiterentwicklung eines eigenen Ingenieurmodells und für detailliertere Untersuchungen der Spaltfläche A_{sp} sowie der Spaltzugbeanspruchung. Das Modell zur Ermittlung der Spaltzugkraft bei Teilflächenbelastung basiert in [Leo86] auf einer Fachwerkanalogie sowie den Untersuchungen von *Iyengar* [Iye60]. Dieser konnte zeigen, dass sowohl der Verlauf als auch die Größe der Quersugspannungen vom Verhältnis der Scheibenbreite b zur Lasteinleitungsbreite a abhängig sind, wie man aus Abbildung 5.23 erkennen kann. Als erstes erkannte *Mörsch* [Mör24], dass sich die Spaltzugkraft anhand eines Fachwerkmodells ermitteln lässt. Dieser Ansatz wurde in [Leo86] ebenfalls verwendet und die so berechnete Quersugkraft stimmt für $b/a \leq 10$ gut mit dem Integral der Quersugspannungen überein, die in [Iye60] auf Basis der Elastizitätstheorie ermittelt wird. Wenn die Lasteinleitung stärker konzentriert erfolgt, sollte der Vorfaktor zur Ermittlung der Spaltzugkraft, wie im Modell nach [Eur93] zu 0,30 gewählt werden. Dieser Wert ergab sich bei den Berechnungen in [Iye60] als Grenzwert für $b/a = \infty$.

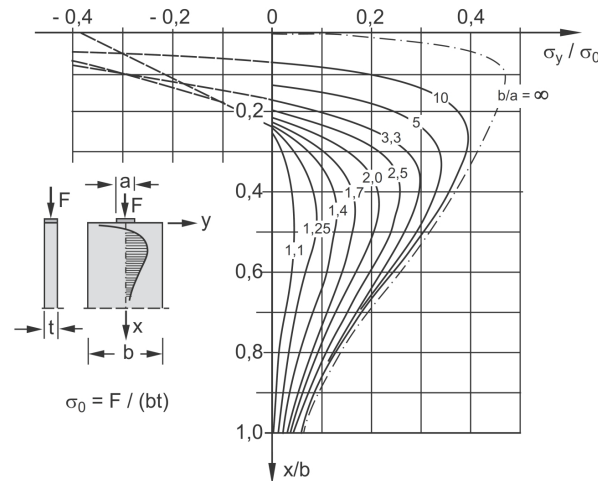


Abbildung 5.23: Verlauf und Größe der Spaltzugspannungen bei Teilflächenbelastung in der Lastachse nach [Iye60] (Quelle: [ZZ10])

Für die Entwicklung eines eigenen Ingenieurmodells wird die Spaltzugbeanspruchung eines Betondübels F_t nach Gleichung (5.13) einheitlich mit dem Faktor 0,25 vorgesehen, da bei den eigenen Versuchskörpern ein Verhältnis von $b/a = t_w/t_c = 6$ bzw. 12 vorliegt.

$$F_t = 0,25 \cdot P \cdot \left(1 - \frac{t_w}{t_c}\right) \quad (5.13)$$

Auf der Widerstandsseite wird, wie bei den früheren Modellen auch, davon ausgegangen, dass sich die im Betondübel aufnehmbare Spaltzugkraft $F_{t,c}$ nach Gleichung (5.14) aus der wirksamen Spaltfläche A_{sp} und der Betonzugfestigkeit f_{ct} berechnen lässt. Die Betonzugfestigkeit f_{ct} kann wiederum nach [Feh+13] bestimmt werden. Da diese der reinen Matrixzugfestigkeit für UHPC entspricht, passt dieser Ansatz auch zu den Ergebnissen der direkten Zugversuche, bei denen in der Regel kein überkritisches Tragverhalten und keine Verfestigung im Nachbruchbereich zu beobachten waren. Aus diesem Grund konnte bei den Push-Out Versuchen ein Einfluss der Stahlfasern auch erst nach Erreichen der Maximallast in der Neigung des abfallenden Astes festgestellt werden (vgl. Abbildung 5.19).

$$F_{t,c} = A_{sp} \cdot f_{ct} \quad (5.14)$$

Wie durch die Anwendung der vorliegenden Modelle auf die Datenbasis gezeigt werden konnte, beeinflusst die Wahl der Spaltfläche A_{sp} die Tragfähigkeit bei Spaltzugbeanspruchung sehr deutlich. Die Verwendung von Gleichung (5.12) auf Basis des Modells von [Leo86] lieferte dabei die besten Ergebnisse. Allerdings ist die zugehörige, in Abbildung 5.22 dargestellte Fläche des hydrostatischen Druckbereichs mit einer Länge von $0,1e_x$ verhältnismäßig klein. Der Betonkeil war bei den eigenen Versuchen in der Regel größer. Gleichzeitig zeigen die in Abbildung 5.23 vorgestellten Ergebnisse aus [Iye60], dass bei üblichen Verhältnissen von $b/a \leq 10$ die Querkzugkräfte im Wesentlichen im Bereich von $0,2x/b$ bis $0,9x/b$ auftreten. Daher beginnt die wirksame Betonfläche A_{sp} , wie in Abbildung 5.24 dargestellt, erst ab einer Entfernung von $0,2e_x$.

Die Ausbreitung der flaschenförmigen Druckspannungstrajektorien von der Teilflächenbelastung aus erfolgt symmetrisch. Deswegen muss die Größe der mitwirkenden Spaltfläche A_{sp} auf den minimalen Wert aus der Betonbreite t_c und dem Dübelabstand e_x begrenzt werden. Für die in dieser Arbeit betrachteten Verbunddübelleisten in dünnen UHPC-Scheiben mit geringer seitlicher Betondeckung wird immer die Beschränkung auf die Betonbreite t_c maßgebend, weshalb die Länge der Spaltfläche auf $0,7t_c$ begrenzt wird. Hiervon ist jedoch nur die oberhalb des Betondübels liegende mitwirkende Betonfläche $A_{sp,1}$ betroffen. Die Höhe dieser Fläche kann wie bereits erläutert mit $0,4t_c$ zutreffend abgeschätzt werden, wodurch sich $A_{sp,1} = 0,28t_c^2$ ergibt. Im Betondübel liegt zusätzlich eine Spaltfläche mit der Größe $A_{sp,2} = 0,17e_x^2$ vor.

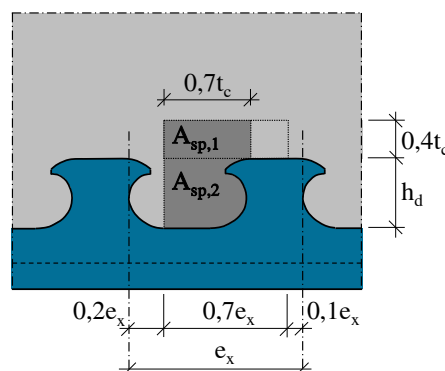


Abbildung 5.24: Wirksame Betonflächen bei dünnen UHPC Scheiben

Das eigene Ingenieurmodell zur Bestimmung der Tragfähigkeit eines Betondübeln bei Spaltzugbeanspruchung $P_{c,sp}$, das in Gleichung (5.15) angegeben ist, ergibt sich durch das Gleichsetzen von Gleichung (5.13) mit Gleichung (5.14). Da hierbei die in Abbildung 5.24 dargestellte, mitwirkende Betonfläche bei Querszugbeanspruchung A_{sp} berücksichtigt wurde, ist die Anwendbarkeit auf Verbunddübeln in dünnem UHPC mit geringer seitlicher Betondeckung beschränkt.

$$P_{c,sp} = \frac{0,17e_x^2 + 0,28t_c^2}{0,25 \cdot (1 - t_w/t_c)} \cdot f_{ctm} \quad (5.15)$$

mit:

| | |
|------------|--|
| $P_{c,sp}$ | Tragfähigkeit eines Betondübeln bei Spaltzugbeanspruchung [N] |
| e_x | Abstand der Ausnehmungen der Verbunddübelnleiste in Längsrichtung [mm] |
| t_c | Dicke des Betons [mm] |
| t_w | Blechdicke der Verbunddübelnleiste [mm] |
| f_{ctm} | Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit des Betons [N/mm ²] |

Das in Gleichung (5.15) vorgestellte Ingenieurmodell kann sowohl für Verbunddübelnleisten mit CL- als auch mit PZ-Form angewendet werden. Bei der PZ-Form ist zwar die Fläche $A_{sp,2}$ etwas kleiner, dafür ergibt sich jedoch, wie aus den Versuchsbeobachtungen zu erkennen war, eine größere Fläche $A_{sp,1}$ oberhalb der Verbunddübelnleiste.

Die Anwendung von Gleichung (5.15) auf die Datenbasis führt zu den in Abbildung 5.25 (links) dargestellten theoretischen Ergebnissen R_t . Hierbei ergibt sich für die im Labor geprüften Versuchskörper ein sehr guter Mittelwert $\bar{x} = 1,01$, wenn der Quotient aus R_e/R_t gebildet wird. Der zugehörige Variationskoeffizient beträgt $v = 0,139$. Die ebenfalls dargestellte Auswertung der numerischen Simulationen der Datenbasis liefert einen Mittelwert von $\bar{x} = 0,95$ und einen Variationskoeffizienten von $v = 0,112$. Diese können mit dem gewählten Modell also nicht ganz trendfrei abgebildet werden, da es bei großen Betondicken zur systematischen Überschätzung der Tragfähigkeit kommt.

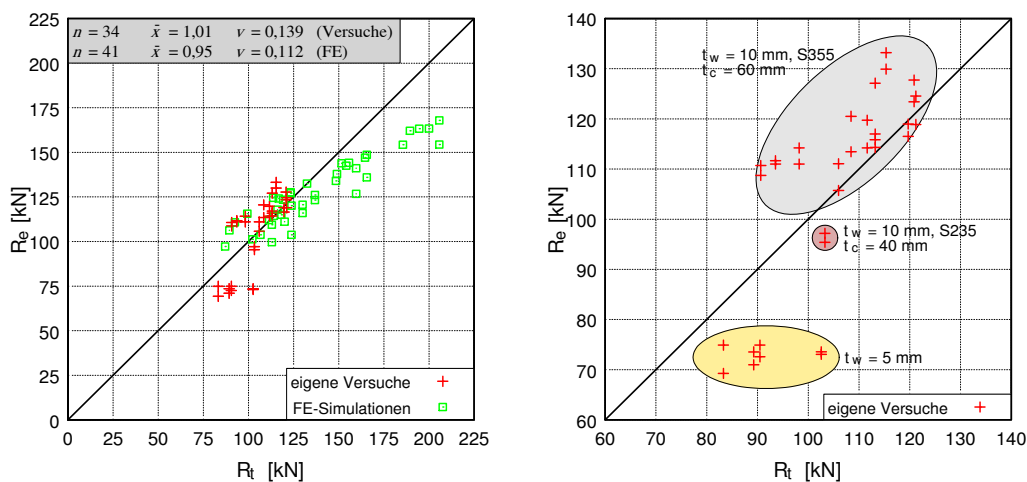


Abbildung 5.25: Vergleich der Versuchsergebnisse mit der Vorhersage des Ingenieurmodells zum Spalten (links) und Detailanalyse der experimentellen Ergebnisse (rechts)

Die experimentellen Untersuchungen weisen diesen Trend nicht auf, wie die Detailanalyse in Abbildung 5.25 (rechts) zeigt. Dort sind die untersuchten Versuchskörper in Gruppen zusammengefasst. Wie zu erkennen ist, wird die Tragfähigkeit der Versuchskörper mit Verbunddübeln mit Dicken von $t_w = 5$ mm sowie mit $t_w = 10$ mm und der Stahlgüte S235 überschätzt. Demgegenüber stimmen die theoretischen Tragfähigkeiten der Verbunddübeln mit Dicken von $t_w = 10$ mm in der Stahlgüte S355 sehr gut und nahezu trendfrei mit den experimentellen Tragfähigkeiten überein. Die Unterschiede lassen sich mit den verschiedenen Steifigkeiten sowie der lokaleren Lasteinleitung bei den dünnen Verbunddübeln erklären. Da die Lasteinleitung bei den dünnen Verbunddübeln mit $t_w/t_c = 12$ deutlich konzentrierter erfolgt als bei den dicken mit $t_w/t_c = 6$, sind die Spaltzugkräfte hierbei etwas größer. Die Abhängigkeit der Spaltzugbeanspruchung vom Verhältnis t_w/t_c wurde jedoch, wie oben beschrieben, für das Ingenieurmodell bewusst vernachlässigt, da der Einfluss bei den vorhandenen Verhältniswerten gering ist und ein möglichst einfaches Modell entstehen sollte.

Die Steifigkeitsunterschiede der Stahldübel wirken sich hingegen in doppelter Hinsicht auf die Tragfähigkeit bei Spaltzugbeanspruchung aus. Zum einen kommt es bei den dünneren Stahldübeln bereits im linear-elastischen Bereich der Last-Verformungskurve zu größeren Relativverschiebungen, wodurch sich die Adhäsion früher löst und der Betondübel stärker belastet wird, als dies bei steiferen Stahldübeln der Fall ist. Zum anderen entzieht sich der dünne Stahldübel lokal der Lasteinleitung, sobald er über die Streckgrenze hinaus beansprucht wird und es zu plastischen Verformungen kommt, wodurch sich die Beanspruchung für den Beton ebenfalls erhöht. Dieser Effekt ist deutlich an den Ergebnissen der Konfiguration POCL 13 mit $t_w = 5$ mm zu erkennen. Bei beiden Versuchskörpern wurde ein charakteristisches Verformungsvermögen von $\delta_{uk} > 2,50$ mm gemessen, was im Übergangsbereich zur Einordnung ins Stahlversagen $\delta_{uk} \geq 3,00$ mm liegt und auf ein gemischtes Versagen hinweist. Die Ergebnisse der Konfiguration POCL 13 sind in Abbildung 5.25 (rechts) am rechten Rand der gelben Ellipse zu erkennen. Der Mittelwert von R_e/R_t beträgt bei diesen Versuchskörpern 0,71. Zusätzlich lässt sich die Tragfähigkeit der starren Stahldübel mit einer hohen Steifigkeit und Streckgrenze deutlich besser vorhersagen. Dies bedeutet, dass neben den Betonparametern auch die Stahleigenschaften die Tragfähigkeit bei Spaltzugbeanspruchung beeinflussen.

Der Einfluss, den das Verhältnis der Stahl- und Betonparameter $(f_y \cdot t_w)/(f_{ct} \cdot t_c)$ auf die relative Tragfähigkeit R_e/R_t bei den Versuchskörpern mit Spaltversagen besitzt, kann Abbildung 5.26 (links) entnommen werden. Dort wurden neben den experimentellen auch die numerischen Ergebnisse berücksichtigt, bei denen die Spannungs-Dehnungsbeziehung des Stahls einen nichtlinearen Verlauf aufwies. Die lineare Trendlinie mit der Gleichung $f(x) = 0,0851x + 0,3914$ wurde allerdings nur auf Basis der experimentellen Versuchsergebnisse ermittelt. Diese zeigt, dass es im Übergangsbereich zum Stahlversagen $(f_y \cdot t_w)/(f_{ct} \cdot t_c) \leq 5,0$ zu einer deutlichen Überschätzung der realen Tragfähigkeit kommt. Um den Einfluss der Stahl- und Betonparameter $(f_y \cdot t_w)/(f_{ct} \cdot t_c)$ auf die Tragfähigkeit bei Spaltzugbeanspruchung zu berücksichtigen, kann Gleichung (5.15) mit Hilfe der Trendlinie aus Abbildung 5.26 (links) erweitert werden. Hierdurch ergibt sich Gleichung (5.16).

$$P_{c,sp} = \frac{0,17e_x^2 + 0,28t_c^2}{0,25 \cdot (1 - t_w/t_c)} \cdot f_{ctm} \cdot \left(0,0851 \frac{f_y \cdot t_w}{f_{ctm} \cdot t_c} + 0,3914 \right) \quad (5.16)$$

Eine Anwendung dieser Gleichung auf die eigenen Versuchskörper führt, wie aus Abbildung 5.26 (rechts) zu erkennen, zu einer geringeren Streuung der Ergebnisse. Der Variationskoeffizient des Quotienten aus R_e/R_t reduziert sich auf $v = 0,063$ bei einem Mittelwert von $\bar{x} = 1,00$. Durch die Berücksichtigung der Stahl- und Betonparameter $(f_y \cdot t_w)/(f_{ct} \cdot t_c)$ in Gleichung (5.16) kommt es zwar zu einer Reduktion der Streuungen im Vorhersagemodell, allerdings wird der Einfluss der Betondicke nicht vollständig erfasst. Dies ist an den Ergebnissen der Versuchskörper mit 40 mm Betondicke zu erkennen, bei denen sich die theoretische Tragfähigkeit R_t erhöht hat, da wegen der geringen Betondicke ein verhältnismäßig hoher Wert für $(f_y \cdot t_w)/(f_{ct} \cdot t_c)$ vorliegt. Gleichzeitig wird diese Konfiguration durch die Trendlinie in Abbildung 5.26 (links) nicht erfasst. Da die modifizierte Gleichung (5.16) zudem auch noch komplizierter ist als die Ausgangsgleichung und der mechanische Hintergrund nicht mehr zu erkennen ist, wird das Modell aus Gleichung (5.15) für die Überführung in ein Bemessungsmodell verwendet. Konstruktiv sollte zur Einhaltung einer Mindestduktilität immer Betonstahlbewehrung analog zur Bewehrung in den Push-Out Versuchskörpern (1Ø6 je Betondübel) vorgesehen werden. Hierdurch wird auch die Tragfähigkeit bei den Versuchskörpern im Übergangsbereich zum Stahlversagen angehoben.

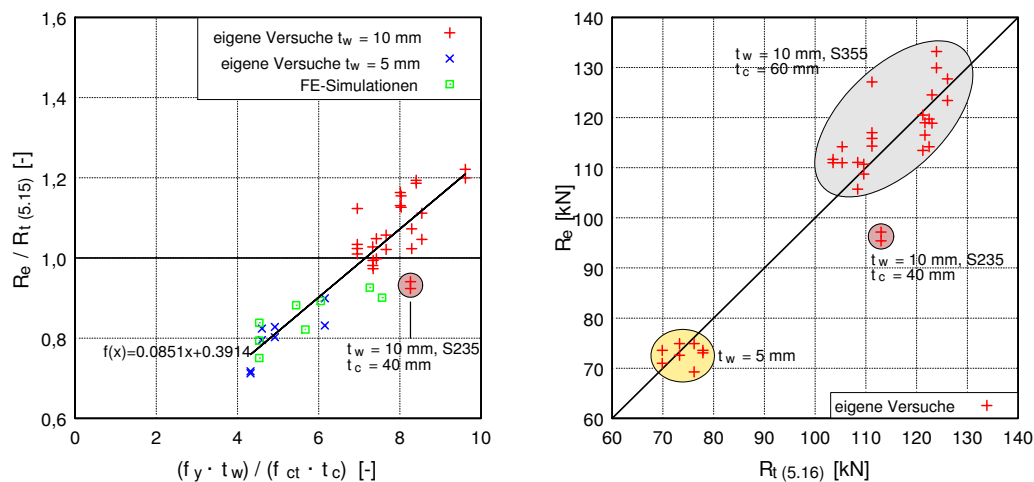


Abbildung 5.26: Einfluss der Stahl- und Betonparameter auf die relative Tragfähigkeit der eigenen Versuche bezogen auf Gleichung (5.15) (links) und Detailanalyse der experimentellen Ergebnisse bei Verwendung von Gleichung (5.16) (rechts)

5.6 Vorschlag eines Bemessungskonzepts

5.6.1 Übersicht und Vorgehen

Die Überführung der in den vorherigen Abschnitten entwickelten Ingenieurmodelle in Bemessungsmodelle erfolgt auf Basis von Anhang D des Eurocode 0 [DIN10a]. In diesem Anhang wird das Vorgehen zur statistischen Bestimmung eines Widerstandsmodells auf Grundlage von experimentellen Untersuchungen beschrieben.

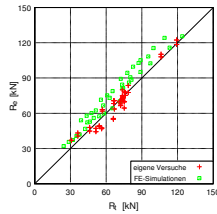
Der gesamte Ablauf gliedert sich dabei in sieben Schritte und ist in Tabelle 5-1 zusammengefasst. Im ersten Schritt muss ein Ingenieurmodell entwickelt werden, das der theoretischen Widerstandsfunktion R_t entspricht. Mit diesem Modell erfolgt dann in Schritt 2 der Abgleich der experimentellen Ergebnisse R_e mit den theoretischen Ergebnissen R_t sowie die Schätzung der Mittelwertkorrektur b als Minimum der Abweichungsquadrate in Schritt 3. In Schritt 4 wird der Variationskoeffizient V_δ der Streugröße δ auf Basis einer log-Normal-Verteilung ermittelt. Auf diese Weise wird im Rahmen der statistischen Auswertung nicht nur die Streuung der Basisvariablen, sondern auch die Vorhersagequalität des Ingenieurmodells berücksichtigt. Der Schritt 5 sieht eine Verträglichkeitsprüfung vor, um die Annahmen, die bei der Ermittlung des Widerstandsmodells getroffen wurden, zu bestätigen. Da bereits bei der Entwicklung der Ingenieurmodelle die Schritte 1 und 2 erfolgten und gleichzeitig darauf geachtet wurde, dass eine möglichst geringe Streuung vorliegt, entfällt dieser Schritt. In Schritt 6 werden die Variationskoeffizienten V_{xi} der Basisvariablen des Bemessungsmodells bestimmt. Falls der Gesamtumfang der Versuche repräsentativ für die wirklichen Streuungen ist, können die Variationskoeffizienten aus den Versuchsdaten bestimmt werden. Andernfalls müssen diese aus Vorinformationen bzw. anderweitig aus der Literatur bestimmt werden. In Schritt 7 erfolgt die Berechnung des charakteristischen Wertes R_k und des Bemessungswertes R_d der Widerstandsfunktion. Hierzu wird zunächst der Variationskoeffizient V_{rt} der Bauteil- und Materialstreuungen auf Grundlage der Basisvariablen berechnet, bevor eine Übertragung in eine log-Normal-Verteilung erfolgt und die zugehörigen Wichtungsfaktoren α_{rt} und α_δ bestimmt werden. Die Ermittlung der Fraktilefaktoren k_n für die charakteristische Widerstandsfunktion (5 %-Fraktile) und k_d für den Bemessungswert der Widerstandsfunktion (0,1 %-Fraktile) erfolgt dann in Abhängigkeit von der Versuchsanzahl n . Mit Hilfe von Schritt 8 wird der Bemessungsansatz zusätzlich so modifiziert, dass in die Bemessungsgleichungen Nennfestigkeiten eingesetzt werden können und der im Verbundbau übliche Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_s = 1,25$ Berücksichtigung findet. Die Korrektur der Nennwerte zu den Mittelwerten der Basisparameter erfolgt nur für die Streckgrenze f_y . Hierbei wird das in [Fel+12] angegebene Verhältnis von $X_n/X_m = 0,87$ verwendet. Auf eine Anpassung der Betondruckfestigkeit kann auf der sicheren Seite liegend verzichtet werden, da mit zunehmender Betondruckfestigkeit das Verhältnis von Nennwert zu Mittelwert zunimmt.

In Anlehnung an das Vorgehen bei der statistischen Auswertung in [Hei11], [Fel+12] und [Cla16] wird auf eine weitere Abminderung des Widerstandsmodells zur Berücksichtigung der Dauerstandsfestigkeit, wie sie z.B. von [Zap01] vorgenommen wurde, verzichtet, da alle Versuche nach den Vorgaben von Eurocode 4 [DIN10c] durchgeführt wurden. Auf diese Weise ergibt sich zudem eine Konsistenz mit den Bemessungsmodellen der Zulassung für Verbunddübelleisten [DIB13].

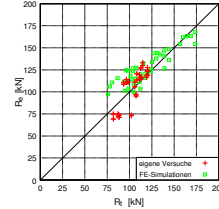
Tabelle 5-1: Vorgehen bei der statistischen Bestimmung eines Bemessungsmodells

1. Entwicklung eines Bemessungsmodells

$$R_t = g_{rt}(\underline{X})$$

2. Vergleich der experimentellen Werte R_e und theoretischen Werte R_t 

(vgl. Abbildung 5.12, links)



(vgl. Abbildung 5.25, links)

3. Schätzung der Mittelwertkorrektur b

$$b = \frac{\sum R_e \cdot R_t}{\sum R_t^2}$$

4. Schätzung des Variationskoeffizienten der Streugröße δ

$$\delta_i = \frac{R_{ei}}{b \cdot R_{ti}} \quad \Delta_i = \ln(\delta_i) \quad \bar{\Delta}_s = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \Delta_i$$

$$s_{\Delta}^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\Delta_i - \bar{\Delta}_s)^2 \quad V_{\delta} = \sqrt{\exp(s_{\Delta}^2) - 1}$$

5. Verträglichkeitsprüfung

6. Bestimmung der Variationskoeffizienten V_{x_i} der Basisvariablen7. Bestimmung des charakteristischen Wertes R_k und des Bemessungswertes R_d

$$V_{rt}^2 = \frac{1}{g_{rt}^2(\underline{X}_m)} \times \sum_{i=1}^j \left(\frac{\partial g_{rt}}{\partial X_i} \times \sigma_i \right)^2 \quad V_r^2 = V_{\delta}^2 + V_{rt}^2$$

$$Q_{rt} = \sqrt{\ln(V_{rt}^2 + 1)} \quad Q_{\delta} = \sqrt{\ln(V_{\delta}^2 + 1)} \quad Q = \sqrt{\ln(V_r^2 + 1)}$$

$$\alpha_{rt} = \frac{Q_{rt}}{Q} \quad \alpha_{\delta} = \frac{Q_{\delta}}{Q}$$

$$R_k = b g_{rt}(\underline{X}_m) \exp(-1,64 \alpha_{rt} Q_{rt} - k_n \alpha_{\delta} Q_{\delta} - 0,5 Q^2)$$

$$R_d = b g_{rt}(\underline{X}_m) \exp(-3,04 \alpha_{rt} Q_{rt} - k_{d,n} \alpha_{\delta} Q_{\delta} - 0,5 Q^2)$$

$$\gamma_m = \frac{R_k}{R_d}$$

8. Anpassung des Bemessungsansatzes P_d

$$k_c = \frac{R_{tk}}{R_k} \quad \gamma_m^* = k_c \cdot \gamma_m \quad k^* = \frac{\gamma_v}{\gamma_m^*}$$

$$P_d = k^* \cdot R_k \cdot \frac{1}{\gamma_v}$$

Die verwendeten Variationskoeffizienten V_{xi} der Basisvariablen sind in Tabelle 5-2 zusammengefasst. Die Werte für die Streckgrenze f_y und die Dicke der Verbunddübel t_w wurden [Fel+12] entnommen. Aus dieser Quelle wurde auch der Variationskoeffizient der Betondruckfestigkeit f_c übernommen, der für die Betonfestigkeitsklasse C45/55 gilt. Der maximale Variationskoeffizient für die Betondicke t_c konnte auf Basis der Angaben in [JCS01] ausgehend von der minimalen Dicke $t_c = 40$ mm berechnet werden. Der Abstand der Stahldübel e_x repräsentiert im Ingenieurmodell zur Ermittlung der Stahltragfähigkeit die Länge der Stahldübel in Richtung der Schubbeanspruchung. In [Fel+12] wurde die Standardabweichung der Geometrie der Stahldübel unter Berücksichtigung des Herstellungsprozesses nach den Vorgaben der Zulassung [DIB13] zu $\sigma = 1,82$ mm ermittelt. Ausgehend von einem minimalen Abstand $e_x = 100$ mm ergibt sich die geringste Länge des Stahldübels am Dübelgrund zu 58,4 mm (PZ-Form), woraus sich der maximale Variationskoeffizient für e_x zu $v = 0,031$ bestimmen lässt.

Tabelle 5-2: Variationskoeffizienten V_{xi} der Basisvariablen

| | Streckgrenze | Leisten- dicke | Betondruck- festigkeit | Betondicke | Abstand |
|--------------------------------|--------------|-------------------|---------------------------|------------|---------|
| | f_y | t_w | $f_{c,cyl}$ | t_c | e_x |
| Variationskoeffizient V_{xi} | 0,070 | 0,025 | 0,096 | 0,106 | 0,031 |

Als Basisvariable zur Beschreibung der Festigkeit des Betons wurde, wie bereits in [Hei11], [Fel+12] und [Cla16], die Betondruckfestigkeit $f_{c,cyl}$ verwendet, aus der die in den Ingenieurmodellen verwendete Betonzugfestigkeit f_{ctm} berechnet wird. Da bei den meisten Versuchen in der Datenbasis die Betonzugfestigkeit nicht direkt gemessen wurde, ist eine Verwendung als Basisvariable für die gesamte Datenbasis ohnehin nicht möglich. Gleichzeitig hat diese Methode den Vorteil, dass sie zum Vorgehen bei den vorliegenden Bemessungsmodellen passt.

5.6.2 Tragfähigkeit der Stahldübel

Das Bemessungsmodell zur Ermittlung der Tragfähigkeit der Stahldübel wird auf Grundlage des Ingenieurmodells in Gleichung (5.5) sowie des im vorherigen Abschnitt beschriebenen Vorgehens zur statistischen Auswertung entwickelt. In Anhang A.8 sind die experimentellen Ergebnisse R_e und die theoretischen Ergebnisse R_t des Ingenieurmodells für alle Einzelversuche in Tabellenform aufgelistet. Auf Grundlage dieser Werte erfolgt die Ermittlung des Bemessungsansatzes P_d zum einen für die gesamte Datenbasis und zum anderen unter Vernachlässigung der numerischen Ergebnisse in Anhang A.8. Dort sind auch alle Zwischenergebnisse der Berechnungen zur statistischen Auswertung nach Tabelle 5-1 zusammengestellt.

Da es sich bei Gleichung (5.5) um eine Gleichung in Produktform handelt, ergeben sich die Variationskoeffizienten V_{ri} der Bauteil- und Materialstreuungen als Summe der Einzelstreuungen unter Berücksichtigung der Wichtungsfaktoren, die sich aus der partiellen Ableitung für die jeweilige Basisvariable bestimmen lassen. Bei der Betondruckfestigkeit wurde vereinfachend davon ausgegangen, dass die Beziehung zur Berechnung der Betonzugfestigkeit nach [Feh+13] für alle Versuchskörper gültig ist. Die sich auf dieser Grundlage ergebenden Wichtungsfaktoren sind in Anhang A.8 angegeben.

Die beiden statistischen Auswertungen zur Ermittlung des Widerstandsmodells der Stahltragfähigkeit zeigen, dass sich sowohl mit als auch ohne die numerischen Untersuchungen der gleiche Vorfaktor 0,66 im Bemessungsmodell ergibt. Dies liegt daran, dass auch ohne die 40 numerischen Versuchsergebnisse noch eine Datenbasis mit 106 Versuchen vorliegt und sich der Variationskoeffizient der Streugröße δ nur minimal ändert.

Das vorhandene Sicherheitsniveau des statistisch abgesicherten Bemessungsmodells kann sowohl für die eigenen Untersuchungen als auch für die gesamte Datenbasis Abbildung 5.27 entnommen werden. Die charakteristische Tragfähigkeit R_k ergibt sich durch Multiplikation von R_t nach Gleichung (5.5) mit dem Faktor 0,804. Der Bemessungswert der Stahltragfähigkeit R_d liegt bei 67,5 % von R_t . Da die Basisparameter bereits auf Mittelwertniveau vorliegen, ist in diesem Fall keine Korrektur über den Faktor k_c notwendig.

Die Darstellungen zeigen, dass für alle Push-Out Versuche der Datenbasis ein ausreichendes Sicherheitsniveau vorliegt. Durch die gute Korrelation und die geringen Streuungen des Ingenieurmodells liegen einzelne Versuchskörper nahe an der charakteristischen Grenzlinie. Dies belegt, dass das Bemessungsmodell eine ausreichende Sicherheit bei der Ermittlung der Stahltragfähigkeit in Normalbeton und UHPC besitzt. Gleichzeitig ist es jedoch in beiden Fällen auch nicht zu konservativ und liefert wirtschaftliche Ergebnisse. Dies gilt nicht nur für die Anwendung von Verbunddübeln in UHPC, sondern auch in Normalbeton. Obwohl das eigene Ingenieurmodell (Gleichung (5.5)) ähnliche Ergebnisse liefert wie das Ingenieurmodell der Zulassung, sind die Bemessungswerte des eigenen Modells deutlich höher als diejenigen des Bemessungsmodells (Gleichung (2.9)) der Zulassung [DIB13]. Der Unterschied resultiert daher aus der statistischen Auswertung. Da die Streuungen des eigenen Ingenieurmodells, wie in Abschnitt 5.3.3 beschrieben, deutlich geringer sind als beim Ansatz nach [Fel+12], der dem Bemessungsmodell zugrunde liegt, ergibt sich eine höhere Tragfähigkeit auf dem charakteristischen und dem Bemessungsniveau. Nach [Fel+12] besitzt das Bemessungsmodell der Zulassung eine Stahltragfähigkeit, die nur 51 % derjenigen des zugehörigen Ingenieurmodells entspricht.

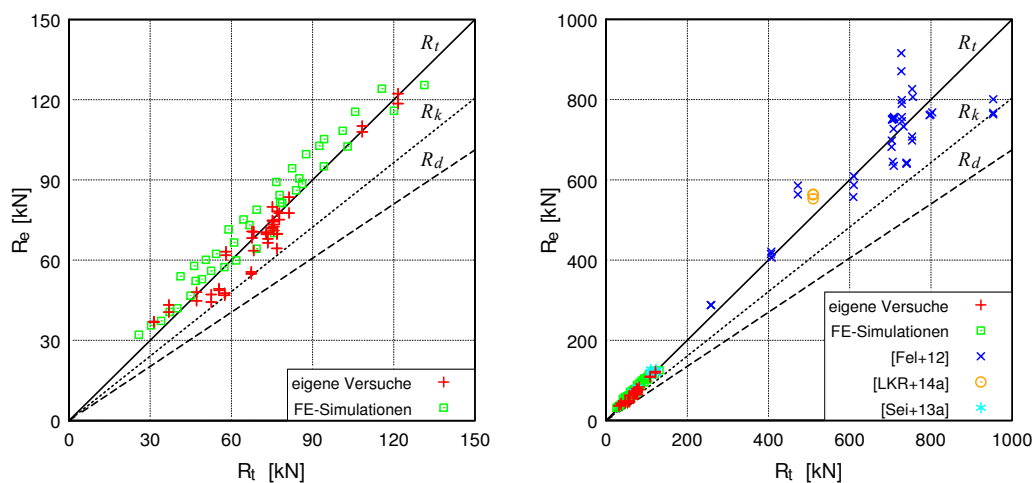


Abbildung 5.27: Sicherheitsniveau des Bemessungsmodells der Stahltragfähigkeit bei den eigenen Versuchsergebnissen (links) und der gesamten Datenbasis (rechts)

5.6.3 Tragfähigkeit der Betondübel bei Spaltzugbeanspruchung

Das Bemessungsmodell zur Vorhersage der Tragfähigkeit bei Spaltzugbeanspruchung wird auf Grundlage des Ingenieurmodells in Gleichung (5.15) ermittelt und gilt nur für die Anwendung von Verbunddübelleisten in dünnen Bauteilen aus UHPC mit geringer seitlicher Betondeckung. In Anhang A.8 sind die experimentellen Ergebnisse R_e und die theoretischen Ergebnissen R_t des Ingenieurmodells sowohl für die Laborversuche als auch für die numerischen Untersuchungen tabellarisch zusammengestellt. Für die statistische Auswertung werden jedoch nur die Ergebnisse der experimentellen Push-Out Versuche herangezogen. Wie in Abschnitt 5.5.3 gezeigt wurde, ist die Korrelation zwischen den numerischen Berechnungen und der Vorhersage durch das Ingenieurmodell nicht ganz trendfrei. Dies liegt zum einen daran, dass das Ingenieurmodell nur für die experimentellen Untersuchungen hergeleitet wurde und zum anderen daran, dass die Streckgrenze und die Blechdicke des Stahls einen Einfluss auf die Tragfähigkeit besitzen. Die meisten FE-Berechnungen zum Spalten des Betons wurden jedoch mit linearem Stahl durchgeführt, weshalb dieser Einfluss bei den FE-Simulationen nicht berücksichtigt wurde.

Die statistische Auswertung der experimentellen Ergebnisse nach dem in Tabelle 5-1 beschriebenen Vorgehen ist ebenfalls in Anhang A.8 mit allen Zwischenergebnissen dokumentiert. Da Gleichung (5.15) keine Produktform besitzt, werden die partiellen Ableitungen nach den Basisvariablen ermittelt und mit den jeweiligen Standardabweichungen σ_i multipliziert. Diese werden für den Abstand der Stahldübel e_x und die Dicke der Verbunddübelleiste t_w aus den Variationskoeffizienten in Tabelle 5-2 ermittelt. Die Standardabweichung der Betondicke t_c wird nach [JCS01] über die Formel $\sigma_{t_c} = 4 + 0,006 \cdot t_c$ berechnet. Da die Standardabweichung bei der Betondruckfestigkeit $f_{c,cyl}$ mit steigender Festigkeit abnimmt, wird die Standardabweichung aus dem Variationskoeffizienten in Tabelle 5-2 zurückgerechnet. Dieser Wert wird unabhängig von der Druckfestigkeit verwendet. Da das Bemessungsmodell nur für Versuchskörper aus UHPC gilt, wird der Wert der Zugfestigkeit einheitlich mit dem Ansatz nach [Feh+13] bestimmt.

Die Ermittlung des Variationskoeffizienten V_{rt} der Bauteil- und Materialstreuungen erfolgt zunächst für die Mittelwerte der Basisvariablen aus der Datenbasis. Ausgehend von diesen Mittelwerten erfolgt in Anhang A.8 eine Sensitivitätsanalyse, die zeigt, wie sich der Variationskoeffizienten V_{rt} entwickelt, wenn jeweils eine Basisvariable verändert wird, während die anderen konstant den Mittelwert aufweisen. Für den Abstand der Stahldübel e_x wurden im Rahmen der Sensitivitätsanalyse Werte zwischen 75 mm und 250 mm sowie für die Dicke der Verbunddübelleiste t_w Werte zwischen 3 mm und 20 mm untersucht. Die Analyse des Einflusses der Betondicke t_c erfolgte mit Dicken von 40 mm bis 100 mm und die Zylinderdruckfestigkeit $f_{c,cyl}$ des UHPC variierte von 120 N/mm² bis 200 N/mm².

Die statistische Auswertung führt zu einem Bemessungsmodell R_d , dass bei 57,0% der Tragfähigkeit des Ingenieurmodells R_t in Gleichung (5.15) liegt. Das vorhandene Sicherheitsniveau des Bemessungsmodells kann Abbildung 5.28 entnommen werden. Es ist zu erkennen, dass die Abstände zwischen den einzelnen Grenzlinien wegen der größeren Streuungen der Vorhersage des Ingenieurmodells größer sind als dies für die Stahltragfähigkeit der Fall ist. Insgesamt liegt ein konservativeres Bemessungsmodell vor, was aufgrund des eher spröden Versagens beim Spalten des UHPC sinnvoll ist. Da für das Spalten die Interaktion zwischen den Verbundmitteln und dem Beton nach

Gleichung (5.16) nicht berücksichtigt wurde, liegen die Versuchskörper im Übergangsbereich zum Stahlversagen teilweise unterhalb der charakteristischen Grenzlinie. Alle übrigen experimentellen und numerischen Ergebnisse liegen jedoch darüber.

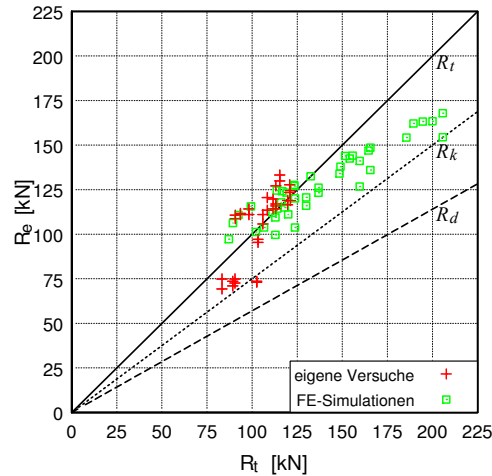


Abbildung 5.28: Sicherheitsniveau des Bemessungsmodells bei Spaltzugbeanspruchung für die eigenen Versuchsergebnisse

5.6.4 Zusammenfassung

In den vorherigen Abschnitten konnte gezeigt werden, dass das Tragverhalten und die Tragfähigkeit der Verbundfuge immer durch das Verhältnis der Steifigkeit und Festigkeit der beiden Verbundpartner bestimmt werden. Dies gilt unabhängig vom Versagensmechanismus und der Betondruckfestigkeit. Als charakteristische Kennzahl zur Beschreibung des Verhältnisses der Steifigkeit und Festigkeit wurde der Quotient $(f_y \cdot t_w)/(f_{ct} \cdot t_c)$ der Stahl- und Betonparameter identifiziert.

Für die Verbunddübeln in dünnem ultrahochfesten Beton ergaben die Auswertungen, dass die so definierte Kennzahl nicht nur die maximale Tragfähigkeit bei Stahl- und Spaltversagen beeinflusst, sondern dass diese auch angibt, welches Versagenskriterium in erster Linie maßgebend wird. Das Verhältnis der Stahl- und Betonparameter $(f_y \cdot t_w)/(f_{ct} \cdot t_c)$ lag bei den eigenen Versuchen mit überwiegendem Stahlversagen immer unterhalb von 4,5. Bei Kennzahlen zwischen 4,5 und 10 wurde hingegen eher ein Spaltversagen beobachtet. Versuchskörper mit Werten über 10 wiesen ein Abscheren entlang der Dübelumrissfläche auf. Allgemein stellte sich heraus, dass der Einfluss der Steifigkeits- und Festigkeitsparameter auf die maximale Tragfähigkeit umso größer ist, je kleiner die definierte Kennzahl ist. Aus diesem Grund wurde das Verhältnis der Stahl- und Betonparameter $(f_y \cdot t_w)/(f_{ct} \cdot t_c)$ bei der Entwicklung des Ingenieurmodells der Stahltragfähigkeit (Gleichung (5.5)) berücksichtigt. Beim Modell zur Beschreibung der Tragfähigkeit bei Spaltzugbeanspruchung war der Einfluss etwas weniger ausgeprägt, weshalb mit Gleichung (5.15) ein rein mechanisches Modell zur Überführung in das Bemessungsmodell ausgewählt wurde.

Das Abscheren entlang der Dübelumrissfläche erfolgt sehr spröde. Es tritt nur bei ungünstigen Kombinationen der Stahl- und Betonparameter auf, aus denen ein sehr hoher Wert der Kennzahl zur Beurteilung der Steifigkeitsverhältnisse resultiert. Die-

ser Versagensmechanismus, der quasi unabhängig von den Eigenschaften der Stahldübel auftritt, wird durch die Vorgabe von konstruktiven Randbedingungen und Anwendungsgrenzen vermieden.

Die Bemessungswerte der Schubtragfähigkeit von Verbunddübeln in dünnem ultrahochfesten Beton mit einer geringen seitlichen Betondeckung ergeben sich daher aus den Bemessungsgleichungen (5.17) und (5.18) unter Berücksichtigung der ebenfalls angegebenen Anwendungsgrenzen.

$$P_{yd} = 0,66 \cdot \left(\frac{f_{ctm} \cdot t_c}{f_{yk} \cdot t_w} \right)^{0,4} \cdot f_{yk} \cdot t_w \cdot e_x \cdot \frac{1}{\gamma_v} \quad (5.17)$$

$$P_{cd,sp} = \frac{0,12e_x^2 + 0,20t_c^2}{0,25 \cdot (1 - t_w/t_c)} \cdot f_{ctm} \cdot \frac{1}{\gamma_v} \quad (5.18)$$

Anwendungsgrenzen in dünnem UHPC:

$f_{ck,cyl} \geq 130 \text{ N/mm}^2$ mit mindestens 0,9 Vol.-% Stahlfasern

$40 \text{ mm} \leq t_c < 50 \text{ mm} \rightarrow t_w < 5 \text{ mm}$

$50 \text{ mm} \leq t_c \leq 100 \text{ mm} \rightarrow$ Mindestbewehrung aus Betonstabstahl 1Ø6 je Betondübel

$3 \text{ mm} \leq t_w \leq 10 \text{ mm}$

$75 \text{ mm} \leq e_x \leq 150 \text{ mm}$

mit:

| | |
|--------------|--|
| P_{yd} | Bemessungswert der Tragfähigkeit eines Stahldübeln [N] |
| $P_{cd,sp}$ | Bemessungswert der Tragfähigkeit eines Betondübeln bei Spaltzugbeanspruchung [N] |
| f_{ctm} | Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit des Betons [N/mm ²] |
| $f_{ck,cyl}$ | charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons [N/mm ²] |
| f_{yk} | charakteristische Streckgrenze der Verbunddübeln [N/mm ²] |
| t_c | Dicke des Betons [mm] |
| t_w | Blechdicke der Verbunddübeln [mm] |
| e_x | Abstand der Ausnehmungen der Verbunddübeln in Längsrichtung [mm] |
| γ_v | Teilsicherheitsbeiwert im Verbundbau (= 1,25) [-] |

Für die Anwendung der Gleichungen (5.17) und (5.18) sollte der UHPC mindestens 0,9 Vol.-% Stahlfasern und zumindest in Kombination mit Betonstahlbewehrung ein verfestigendes Verhalten aufweisen. Die Betonzugfestigkeit f_{ctm} darf nach Eurocode 2 [DIN11] bzw. nach [Feh+13] aus der charakteristischen Zylinderdruckfestigkeit $f_{ck,cyl}$ ermittelt werden. Um eine ausreichende Duktilität zu gewährleisten, muss für Betonscheiben mit einer Dicke t_c von weniger als 50 mm, bei denen eine Betonstahlbewehrung nicht sinnvoll ist, die Dicke der Verbunddübeln beschränkt werden. In allen übrigen Fällen wird zur Sicherstellung der Mindestduktilität eine Betonstahlbewehrung erforderlich.

Die Steifigkeit der Verbundfuge kann für alle Versagensarten nach den Vorgaben in Abschnitt 5.2.1 und Anhang A.6 ermittelt werden. Die Steifigkeit der Verbunddübeln in dünnem ultrahochfestem Beton entspricht derjenigen von Verbunddübeln in Normalbeton bzw. in Platten aus UHPC und liegt in der Größenordnung von üblichen Kopfbolzendübeln. Diese ist daher ausreichend groß, so dass bei der Schnittgrößenermittlung die Bernoulli-Hypothese Anwendung finden kann und si-

chergestellt ist, dass auch die Verbunddübel in der Nähe des maximalen Moments, wo nur ein relativ kleiner Schlupf zu erwarten ist, sich am Schubkraftabtrag beteiligen.

Entsprechend der Ergebnisse der Push-Out Versuche mit Stahlversagen darf nach Abschnitt 5.3.3 für alle Anwendungsfälle, in denen die Stahltragfähigkeit das maßgebende Kriterium ist, von einer Mindestduktilität $\delta_{uk,y} = 3,5$ mm ausgegangen werden, da ab einer Blechdicke von 5 mm Betonstahlbewehrung erforderlich wird. Sofern es zu einer Anwendung kommt, bei der die Spalttragfähigkeit den Bemessungswert der Schubtragfähigkeit in der Verbundfuge definiert, darf aufgrund der vorliegenden Anwendungsgrenzen die Mindestduktilität mit $\delta_{uk,sp} = 1,4$ mm angenommen werden. Diese Duktilität ergab sich als Mindestwert bei den Versuchskörpern mit Spaltversagen, bei denen auch Maßnahmen zur Reduktion der Adhäsion vorgenommen wurden (vgl. Abschnitt 5.2.3).

Das Bemessungsmodell zur Ermittlung der Stahltragfähigkeit in Gleichung (5.17) ist nicht auf Verbunddübelleisten in dünnem UHPC beschränkt, sondern gilt auch für die Anwendungsfälle, die in der bauaufsichtlichen Zulassung [DIB13] geregelt sind, sowie für die Anwendung in Platten aus ultrahochfestem Beton. Die oben vorgestellten Anwendungsgrenzen brauchen in diesem Fall nicht eingehalten zu werden. Unabhängig von der realen Dicke des Betons sollte die wirksame Dicke t_c in Gleichung (5.17) für Normalbeton allerdings auf 300 mm beschränkt werden.

Verbundträger

6.1 Allgemeines

In diesem Kapitel werden Bemessungs- und Konstruktionsregeln für schlanke Verbundträger aus ultrahochfestem Beton mit externer Bewehrung und der Verbunddübelleiste als Verbundmittel vorgestellt. Hierzu werden experimentelle und numerische Untersuchungen durchgeführt, um das globale Trag- und Verformungsverhalten bei Biege-, Querkraft- oder Verbundfugenversagen zu untersuchen und schließlich geeignete Bemessungsansätze zur Beschreibung des Tragverhaltens zu definieren.

Bei Verbundträgern mit externer Bewehrung resultiert aus der globalen Biegebelastung eine Rissbildung im unteren Bereich des Betonsteges senkrecht zur Verbunddübelleiste. Es muss daher überprüft werden, ob es zu einer Interaktion zwischen der globalen Belastung des Trägers und der lokalen Schubkraftübertragung in der Verbundfuge kommt oder ob die Ergebnisse aus den Push-Out Versuchen und die Bemessungsregeln aus Kapitel 5 direkt übernommen werden können.

Ein weiteres Ziel der Untersuchungen ist die Entwicklung von Konstruktions- und Anwendungsregeln zur Sicherstellung der Momentendeckung für die Verbundträger mit externer Bewehrung, bei denen praktisch keine Momententragfähigkeit des Stahlquerschnitts vorliegt. Gleichzeitig muss auch festgelegt werden, unter welchen Voraussetzungen eine teilweise Verdübelung zulässig ist und welcher Mindestverdübelungsgrad in Abhängigkeit der Duktilität der Verbunddübelleiste erforderlich ist.

Es werden zunächst das Versuchsprogramm, der Versuchsaufbau und die verwendete Messtechnik erläutert. Dann folgt die Beschreibung und Analyse der Versuchsergebnisse unter Berücksichtigung der beobachteten Versagensmechanismen. Im Anschluss werden die Ergebnisse der unterstützenden, numerischen Simulationen sowie die Schlussfolgerungen zum lokalen Tragverhalten der Verbundfuge und zur globalen Tragfähigkeit der Verbundträger vorgestellt. Abschließend werden die Zusammenfassung der Ergebnisse und die Beschreibung des allgemeinen Ablaufs bei der Bemessung eines schlanken Verbundträgers aus UHPC mit externer Bewehrung anhand eines Beispiels vorgestellt.

6.2 Experimentelle Untersuchungen

6.2.1 Herstellung der Versuchskörper

Um sowohl das globale Trag- und Verformungsverhalten der Verbundträger als auch das lokale Schubtragverhalten der Verbunddübelleiste untersuchen zu können, wurden zwölf Vier-Punkt Biegeversuche an den in Abbildung 6.1 dargestellten Verbundträgern mit Plattenbalkenquerschnitt und externer Bewehrung durchgeführt. Entsprechend der Idee eines hochtragfähigen, aber leichten Verbundträgers mit externer Bewehrung und der Erkenntnisse aus den Push-Out Versuchen wurde der UHPC-Steg des Verbundträgers mit einer maximalen Breite von 60 mm ausgeführt. Die Schubkraftübertragung zwischen dem ultrahochfesten Beton und dem außen liegenden Stahlflansch wurde durch eine Verbunddübelleiste mit Klothoidenform entsprechend der Zulassung [DIB13] realisiert. Der Abstand zwischen den Stahldübeln betrug, wie bei den Push-Out Versuchen auch, $e_x = 100$ mm, woraus eine Höhe der Klothoidenleiste von 40 mm resultiert.

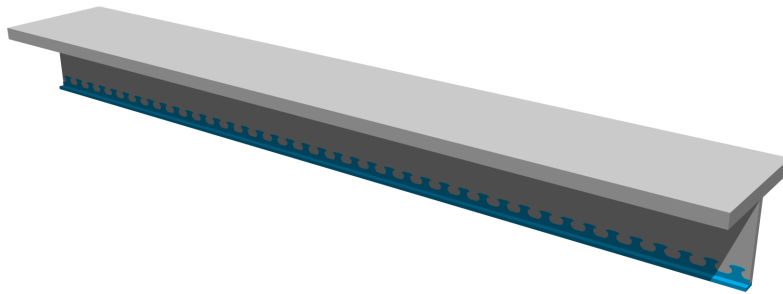


Abbildung 6.1: Dreidimensionale Darstellung eines Plattenbalkens mit externer Bewehrung und mittig geschnittenem Steg

In Abbildung 6.2a ist zu erkennen, dass die Verbunddübelleisten mit einem CNC gesteuerten Laser-Schneideverfahren aus Blechen herausgeschnitten und nachträglich mit einem Flachstahl verschweißt wurden, der den unteren Flansch also die externe Bewehrung bildete. Durch die Verwendung eines geschweißten Profils konnten die Eigenschaften der Verbunddübelleisten unabhängig von denen der externen Bewehrung gewählt werden, indem Bleche mit unterschiedlichen Dicken t_{CL} und Stahlgüten bzw. Streckgrenzen $f_{y,CL}$ ausgewählt wurden.

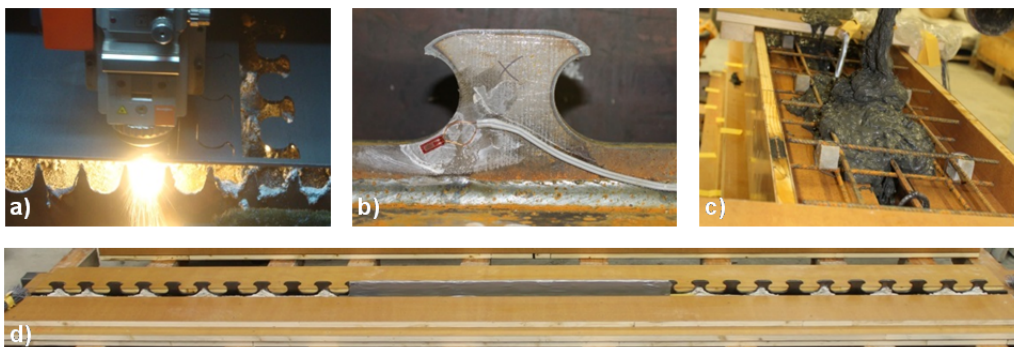


Abbildung 6.2: Herstellvorgang der Plattenbalken: a) Brennschneiden der Verbunddübelleisten, b) Anbringen der DMS, c) Betonage der UHPC-Plattenbalken und d) Verbunddübelleiste mit externer Bewehrung in der Schalung

In Analogie zu den Push-Out Versuchen wurden Verbunddübelleisten mit $t_{CL} = 10\text{ mm}$ (S355, $f_{y,CL} = 410\text{ N/mm}^2$), $t_{CL} = 5\text{ mm}$ (S235, $f_{y,CL} = 325\text{ N/mm}^2$) und $t_{CL} = 3\text{ mm}$ (S235, $f_{y,CL} = 338\text{ N/mm}^2$) verwendet. Als externe Bewehrung kam ein Flachstahl mit den Abmessungen $120\text{ mm} \times 20\text{ mm}$ in der Stahlgüte S355 ($f_{y,a} = 402,5\text{ N/mm}^2$) zum Einsatz. Die Verbindung zwischen der Verbunddübelleiste und dem Flachstahl erfolgte über eine durchlaufende Doppelkehlnaht. Nach der Applikation der Messtechnik am Stahl wurde dieser in die Schalung gelegt und die Bewehrung hinzugefügt (vgl. Abbildung 6.3b sowie Abbildung 6.3d). Im Steg des Plattenbalkens wurde nur Betonstabstahl der Güte B500B mit einem Durchmesser von 6 mm verwendet, während in der Platte, wie in Abbildung 6.3c zu erkennen ist, konstruktiv zwei Mattenstreifen mit der Stahlgüte B500A eingelegt wurden. Die genaue Bewehrungsanordnung in den Verbundträgern kann den Darstellungen im folgenden Abschnitt sowie Anhang B.2 entnommen werden. In Anhang B.1 sind die detaillierten Materialeigenschaften der Verbunddübelleiste, der externen Bewehrung sowie des Stabstahls und der Matten abgedruckt.

Um den Haftverbund zu minimieren, wurden, genau wie bei den Push-Out Versuchen, die Kehlnähte zwischen den Verbunddübelleisten und dem Stahlflansch mit Klebandstreifen abgedeckt und zusätzlich die externe Bewehrung inklusive der Verbunddübelleiste eingefettet. Bei seinen Trägerversuchen beobachtete *Döinghaus* [Döi01], dass die Adhäsion teilweise erst bei 80% der maximalen Tragfähigkeit mit einem lauten Knall versagte. Aufgrund der getroffenen Maßnahmen konnte bei den eigenen Verbundträgerversuchen keinerlei Einfluss der Adhäsion erfasst werden.

Nach dem Einbauen der Bewehrung und dem Schließen der Schalung folgte die Betonage über die Oberseite der Platte (vgl. Abbildung 6.3c). Die Entlüftung des UHPC wurde durch die Verwendung von Außenrüttlern sichergestellt. Für alle Verbundträger wurde die in Abschnitt 3.2.2 beschriebene UHPC-Mischung B5Q verwendet und die gleichen Konformitätsprüfkörper wie bei den Push-Out Versuchen hergestellt. Die Mischungszusammensetzung kann Tabelle 3-1 entnommen werden. Die Nachbehandlung der Verbundträger erfolgte durch das Abdecken mit Folien und das Aufbringen von nassen Jutesäcken. Die Ergebnisse der Druck- und Zugfestigkeitsprüfungen sowie der E-Modul Tests sind in Anhang B.1 tabellarisch zusammengestellt.

Vor der Prüfung wurden die Versuchsträger auf Schwindrisse untersucht. Dabei konnten nur vereinzelte Risse, allesamt mit Rissbreiten kleiner als $0,1\text{ mm}$, in der seitlichen Ansicht der UHPC-Platte festgestellt werden. Diese wurden im späteren Versuch überdrückt, so dass keine Beeinflussung der Versuchsergebnisse zu beobachten war. Vor der Prüfung der Verbundträger wurden zusätzlich die IST-Abmessungen mit den SOLL-Abmessungen verglichen. Dabei stellte sich heraus, dass insgesamt nur sehr geringe Differenzen vorlagen. Die Plattendicke des UHPC betrug im Mittel $59,8\text{ mm}$, die Stegbreite wies einen Mittelwert von $60,0\text{ mm}$ auf. Bei der externen Bewehrung konnte eine mittlere Höhe von $19,9\text{ mm}$ und eine mittlere Breite von $119,4\text{ mm}$ gemessen werden. Die Abweichungen der Mittelwerte lagen somit immer unter 1% . Da auch die Einzelwerte nur wenig streuten, werden für die Versuchsauswertungen die SOLL-Abmessungen verwendet.

Wie bereits in Kapitel 3 beschrieben, erfolgte zusätzlich zur Herstellung der Verbundträger auch die Betonage von begleitenden Push-Out Körpern, wodurch die gleichen Materialeigenschaften bei den Verbunddübelleisten und der UHPC-Mischung vorlagen (vgl. Tabelle 3-8; POCL 51 bis POCL 53). Daher konnten die Ergebnisse zum

Trag- und Verformungsverhalten der Verbunddübelleisten im Push-Out Versuch und im Verbundträgerversuch direkt verglichen werden. Auf diese Weise konnte ein Einfluss aus der Interaktion der globalen Biegebeanspruchung und der daraus folgenden Rissbildung im Steg mit der lokalen Schubkraftübertragung direkt gemessen werden.

Die Herstellung, Betonage und Prüfung der Verbundträger und der zugehörigen Push-Out Körper erfolgte in den experimentellen Forschungseinrichtungen des Laboratoriums für den Konstruktiven Ingenieurbau (LKI), das dem Lehrstuhl für Massivbau der TUM angegliedert ist.

6.2.2 Versuchsprogramm

Die Tragfähigkeit eines Verbundträgers unter Biegebeanspruchung wird durch das aufnehmbare Moment oder die aufnehmbare Querkraft begrenzt. Bei konventionellen oder sogenannten filigranen Verbundträgern unter positiver Momentenbeanspruchung, die mit einer Platte aus normal- oder ultrahochfestem Beton und einem Stahlquerschnitt mit Untergurt, Steg und eventuell Obergurt ausgeführt werden, wird der Beton nur auf Druck belastet. Das Biegeversagen tritt bei diesen Verbundträgern infolge der großen Rotation in Feldmitte durch Einschnürung der Betondruckzone auf [Hei11]. Bei Teilverdübelung kommt es zum Schlupf in der Verbundfuge, wobei die plastische Momententragfähigkeit des Stahls ebenfalls aktiviert wird und das Biegeversagen analog, jedoch auf einem niedrigeren Lastniveau, erfolgt. In [Zap01] und [Hei11] wurde gezeigt, dass die Ermittlung der Biegetragfähigkeit von Verbundträgern mit obergurtlosen Stahlprofilen sowohl bei teilweiser als auch bei vollständiger Verdübelung mit Hilfe der in Abschnitt 2.5.2 beschriebenen Teilverbundtheorie erfolgen kann, sofern die Momentendeckung gewährleistet ist. Nach [Cla16] sollte das Stahlprofil dann alleine mindestens 15 % der plastischen Biegetragfähigkeit des Verbundquerschnitts aufweisen, damit eine sichere Bemessung und eine teilweise Verdübelung möglich sind.

Der Querkraftabtrag erfolgt bei den konventionellen und den filigranen Verbundträgern über den Stahlsteg. Die Verbundmittel liegen dort bei einer positiven Momentenbeanspruchung, die im Weiteren immer vorausgesetzt wird, in der ungerissenen Betondruckzone. Bei den eigenen Verbundträgern mit externer Bewehrung gibt es jedoch deutliche Unterschiede zu den früher untersuchten Verbundträgern. Der Beton wird im Steg auf Zug und in der Platte auf Druck beansprucht, weshalb es neben einem Momentenversagen auch zu einem Querkraftversagen der schlanken Verbundträger kommen kann. Weiterhin liegt nur eine minimale plastische Momententragfähigkeit des Stahls vor, weshalb eigentlich nur der Verbundträgertraganteil wirksam ist. Dies bedeutet, dass der Momentendeckung eine besondere Beachtung geschenkt werden muss und der Einfluss einer teilweisen Verdübelung genau zu prüfen ist. Darüber hinaus liegt die Verbunddübelleiste im gezogenen UHPC-Steg, wodurch es zu einer Interaktion der Rissbildung infolge globaler (vertikaler) und lokaler (horizontaler) Schubbeanspruchungen an der Verbunddübelleiste kommen kann. Die bei obergurtlosen, filigranen Verbundträgern aus UHPC in [Hei11] noch vorliegende Aufteilung, nach der der Beton nur Druckkräfte abträgt, passt bei den eigenen Versuchsträgern also nicht mehr. Aus diesem Grund sind im Rahmen der experimentellen und numerischen Untersuchungen an den schlanken Verbundträgern aus UHPC mit externer Bewehrung folgende Fragestellungen zu klären:

- Wie verhalten sich die Verbundträger bei Biege-, Querkraft- oder Verbundfugenversagen? Mit welchen Ingenieurmodellen lassen sich diese Versagensarten beschreiben und welche Einflussparameter gibt es?
- Kommt es zu einer Interaktion zwischen der globalen Belastung mit der damit verbundenen Rissbildung im UHPC-Steg und der lokalen Schubkraftübertragung in der Verbundfuge? Reduziert sich die im Push-Out Versuch ermittelte Tragfähigkeit und Duktilität der Verbunddübelreihe infolge der globalen Zugbeanspruchung und der damit verbundenen Rissbildung im UHPC-Steg?
- Unter welchen Voraussetzungen ist eine teilweise Verdübelung zulässig und welcher Mindestverdübelungsgrad muss dann vorliegen? Welche Duktilität ist für eine sichere Bemessung der Verbundträger mit externer Bewehrung erforderlich und wie kann die Momentendeckung bei diesen Querschnitten gewährleistet werden?

Auf Basis dieser Fragen wurde das in Tabelle 6-1 dargestellte Versuchsprogramm entwickelt. Die Bezeichnung der geprüften Verbundträger setzt sich aus dem Kürzel PB für Plattenbalken, der Höhe des Betonquerschnitts h_c (30 cm oder 46 cm) und der Dicke der Verbunddübelreihe t_{CL} (3 mm, 5 mm oder 10 mm) zusammen. Die letzte Zahl gibt die fortlaufende Nummerierung innerhalb einer Serie an.

Insgesamt wurden vier Serien hergestellt. In der ersten Serie wurden Verbundträger mit dünnen Verbunddübelreihen ($t_{CL} = 3$ mm) geprüft, die den geringsten Verdübelungsgrad und die größte Duktilität aufweisen. In der zweiten und dritten Serie wurden die Träger mit den dickeren Verbunddübelreihen ($t_{CL} = 5$ mm und $t_{CL} = 10$ mm) untersucht, bei denen entsprechend der Verdübelungsgrad zu- und die Duktilität abnimmt. Zusätzlich wurden noch zwei Versuchsträger mit 46 cm Betonhöhe getestet, die der Serie 4 angehören.

Tabelle 6-1: Versuchsmatrix der Verbundträgerversuche

| Verbundträger | Verbunddübelreihe | | UHPC | | | Bewehrung B500 Ø 6 mm [mit/ohne] | Verdübelung η [%] |
|---------------|------------------------------------|--------------------------|---------------------------------------|----------------------------|---|---|------------------------------|
| | Leisten- dicke t_{CL} [mm] | Abstand e_x [mm] | Mischung - Fasergehalt [Vol.-%] | Betonhöhe h_c [mm] | Breite $t_{c,Steg} / t_{c,Platte}$ [mm] | | |
| PB-30-3-1 | 3 | 100 | B5Q-2,5 | 300 | 60/300 | mit | 51.8 |
| PB-30-3-2 | 3 | 100 | B5Q-2,5 | 300 | 40/280 | ohne | 43.0 |
| PB-30-3-3 | 3 | 200 | B5Q-2,5 | 300 | 60/300 | mit | 31.1 |
| PB-30-5-1 | 5 | 100 | B5Q-2,5 | 300 | 60/300 | mit | 71.8 |
| PB-30-5-2 | 5 | 100 | B5Q-0,9 | 300 | 60/300 | mit | 59.1 |
| PB-30-5-3 | 5 | 100 | B5Q-2,5 | 300 | 60/300 | ohne | 69.4 |
| PB-30-10-1 | 10 | 100 | B5Q-2,5 | 300 | 60/300 | mit | 126.4 |
| PB-30-10-2 | 10 | 200 | B5Q-2,5 | 300 | 60/300 | mit | 75.9 |
| PB-30-10-3 | 10 | 100 | B5Q-2,5 | 300 | 60/300 | ohne | 116.3 |
| PB-30-10-4 | 10 | 100 | B5Q-0,9 | 300 | 60/300 | mit | 119.3 |
| PB-46-3-1 | 3 | 100 | B5Q-2,5 | 460 | 60/300 | mit | 51.8 |
| PB-46-10-1 | 10 | 100 | B5Q-2,5 | 460 | 60/300 | mit | 126.4 |

Die Ermittlung des Verdübelungsgrades η erfolgte mit Hilfe der klassischen Teilverbundtheorie. In Anhang B.4 wird das Vorgehen bei der Umsetzung der Theorie für die vorliegenden Verbundträger mit externer Bewehrung beschrieben. Zur Ermittlung der plastischen Normalkraft des Stahls wurde dabei immer der Querschnitt der externen Bewehrung (2 cm x 12 cm) berücksichtigt. Für die Verbunddübelreihen mit

$t_{CL} = 10$ mm, bei denen die Streckgrenze nahezu identisch zu der der externen Bewehrung war, wurde auch der durchgehende Teil der Verbunddübelleiste (1 cm x 2 cm) angesetzt. Weiterhin wurde die Schubtragfähigkeit der Verbunddübelleisten auf Basis der Ergebnisse der zu den Verbundträgerversuchen zugehörigen Push-Out Versuche ermittelt. Diese wurden jedoch alle mit einem Beton B5Q-2,5 ohne Betonstahlbewehrung und mit $t_c = 60$ mm Betonscheibendicke ausgeführt. Da die Verbundträger davon abweichend mit Bewehrung, mit weniger Stahlfasern, einem größeren Dübelabstand oder einer geringeren Stegbreite ausgeführt wurden, musste zur Umrechnung auf die Schubtragfähigkeit in den Verbundträgern auf die Ergebnisse der früheren Push-Out Versuche zurückgegriffen werden. Beispielsweise ergab die Auswertung aller Push-Out Versuche, dass sich die Tragfähigkeit bei Betonversagen im Mittel um 8,7% steigert, wenn Stabstahlbewehrung verwendet wird. Daher wurde die im Versuch POCL 51 ermittelte Schubtragfähigkeit für die Verbundträger PB-30-10-1 und PB-46-10-1 um diesen Wert erhöht. Die weiteren Anpassungsfaktoren können dem Anhang B.4 entnommen werden.

Um bereits im Rahmen der Versuchsplanung abschätzen zu können, welches Versagen bei den Verbundträgern auftritt, wurden die theoretischen Biege- und Querkrafttragfähigkeiten vorher abgeschätzt. Die Ermittlung der theoretischen plastischen Biegetragfähigkeiten M_m erfolgte der Vollständigkeit halber unter Berücksichtigung der Momentenragfähigkeit der externen Bewehrung ($M_{pl,a}$), obwohl diese nur einen sehr geringen Beitrag zur Gesamttragfähigkeit bei Teilverdübelung liefert. Die Momentendeckung war bei allen untersuchten Verbundträgern gewährleistet, da bei den Vier-Punkt Biegeversuchen sowohl ein linearer Momentenverlauf als auch eine lineare Schubkrafteinleitung durch die Verbunddübelleiste vorliegt. Nur für die Verbundträger PB-30-3-3 und PB-30-10-2, die zur Untersuchung von Verbundträgern mit geringen Verdübelungsgraden mit einem Abstand $e_x = 200$ mm zwischen den Stahldübeln ausgeführt wurden, lag lokal ein kleiner Bereich ohne vollständige Momentendeckung vor.

Die theoretische Querkrafttragfähigkeit wurde auf Basis des von *Thiemicke* [Thi15] entwickelten Modells für fasern- und betonstahlbewehrten UHPC berechnet. Dabei wird die Querkrafttragfähigkeit V_m als Addition aus den Traganteilen des Betons $V_{m,c}$, der vertikalen Querkraftbewehrung $V_{m,s}$ und der Stahlfasern $V_{m,f}$ ermittelt. Nähere Hintergründe zu diesem Modell und die Anwendung auf die Verbundträger mit externer Bewehrung finden sich in Anhang B.4. Um die Querkrafttragfähigkeit der Verbundträger mit externer Bewehrung mit diesem Modell berechnen zu können, mussten zwei wesentliche Annahmen getroffen werden, die durch die Versuchsauswertungen zu bestätigen waren. Zum einen wurde angenommen, dass die in den Verbundträgern vorhandene Querkraftbewehrung ausreichend in der Zugzone einbindet und zum anderen wurde die externe Bewehrung trotz der unterschiedlichen Verbundmechanismen und der geringeren Streckgrenze als Längsbewehrung im Betontraganteil $V_{m,c}$ berücksichtigt. Der Längsbewehrungsgrad wurde dabei jedoch zusätzlich noch über den jeweiligen Verdübelungsgrad abgemindert.

Um die Querkrafttragfähigkeit der Verbundträger überprüfen zu können, erfolgten sowohl die Variation der Verbundträgerhöhe als auch die Herstellung von Verbundträgern ohne Betonstahlbewehrung. Wie aus der Versuchsmatrix in Tabelle 6-1 zu erkennen ist, wurden zusätzlich der Einfluss der Betonstegbreite $t_{c,Steg}$ und des Stahlfasergehalts untersucht, die sich ebenfalls auf die Querkrafttragfähigkeit auswirken.

6.2.3 Versuchsaufbau und Messtechnik

Der Versuchsaufbau ist in Abbildung 6.3 für die Verbundträger mit 30 cm Betonhöhe dargestellt. Für die höheren Träger war der Aufbau identisch. Er kann Anhang B.2 entnommen werden. Geprüft wurden alle Verbundträger in Vier-Punkt Biegeversuchen mit Stützweiten von 3,0m bei einem Lastabstand von 1,0m. Die Verbunddübel zwischen Schnitt D und E waren immer mit Polystyrol isoliert, so dass diese keinen Beitrag zur Schubkraftübertragung lieferten. Die Querschnittsabmessungen der Verbundträger sind in Tabelle 6-1 enthalten. Die Plattendicke betrug bei allen Versuchskörpern 60 mm. Abbildung 6.4 zeigt die drei unterschiedlichen Querschnittsvarianten.

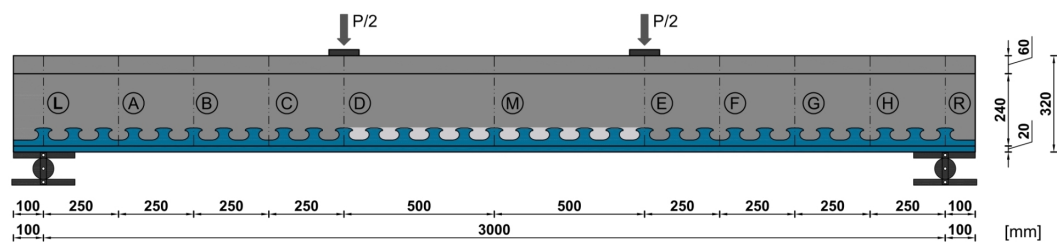


Abbildung 6.3: Prüfaufbau und Abmessungen für Verbundträger mit 30 cm Betonhöhe

Die Prüfung der Verbundträger erfolgte stufenweise mit Pausen zwischen den Belastungsschritten. In diesen wurden die Rissentwicklung aufgenommen und die Ergebnisse der Messtechnik ausgewertet. Die erste Haltestufe lag bei 40 % der erwarteten Maximallast. Im Anschluss folgten – analog zu den Push-Out Körpern – 25 Lastwechsel zur Lösung des Haftverbundes im Bereich zwischen 5 % und 40 % der erwarteten Maximallast. Danach wurde auf Wegsteuerung mit Belastungsstufen von 20 % der erwarteten Maximallast umgeschaltet. Der prinzipielle Versuchsablauf ist in Abbildung 6.5 dargestellt. Aufgrund der Mikrorissbildung im Beton kam es bei der weggesteuerten Belastung an den Haltestufen zu einem mittleren Lastabfall in Höhe von etwa 2 % bezogen auf die Last beim Anhalten des Wegverschubes. Im Vergleich zu Normalbeton, bei dem sich nach [Zap01] und [HP07] Unterschiede von 7 % bis 15 % zwischen der quasi-statischen Tragfähigkeit und der Kurzzeit-Tragfähigkeit ergeben, stellt sich beim UHPC aufgrund der dichten Matrix und der Stahlfasern eine verminderte Mikrorissbildung ein [Feh+13], was den geringeren Lastabfall erklären kann.

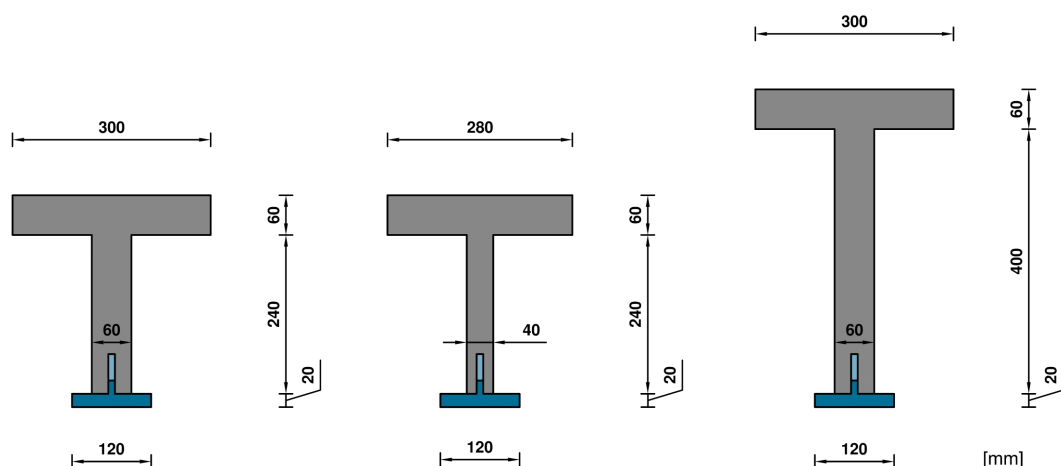


Abbildung 6.4: Querschnitte der Verbundträger; Standardquerschnitt (links), mit reduzierter Breite (Mitte) und mit 46 cm Betonhöhe (rechts)

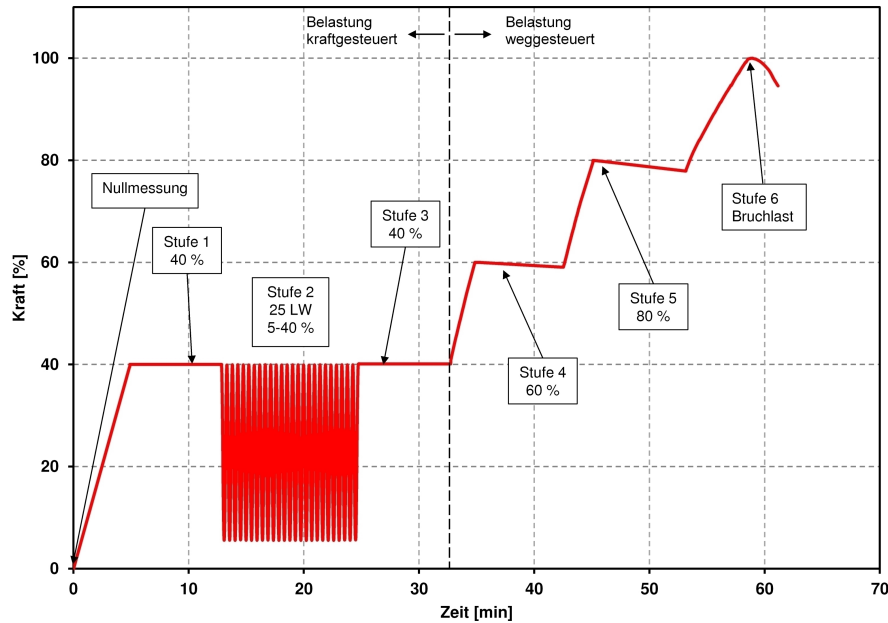


Abbildung 6.5: Prinzipieller Belastungsablauf eines Verbundträgerversuchs

Messtechnik

Zur Überprüfung des detaillierten Tragverhaltens der Verbundträger wurden Wegaufnehmer, Dehnungsmessstreifen und das optische Messsystem Aramis eingesetzt. Mit Hilfe der Wegaufnehmer wurden, wie in Abbildung 6.6 dargestellt, die Durchbiegung an fünf Untersuchungsschnitten, die Rotation des Verbundträgers an den Trägerenden sowie der Schlupf zwischen der externen Bewehrung und dem Betonsteg an neun Untersuchungsschnitten gemessen. Im Gegensatz zur Schlupfmessung bei üblichen Verbundträgern wird die Schlupfmessung bei Verbundträgern mit externer Bewehrung durch die Rissbildung im Betonsteg beeinflusst. Dies ist besonders nach Erreichen der Höchstlast zu beachten, wenn es zu großen Rissen im Beton kommen kann.

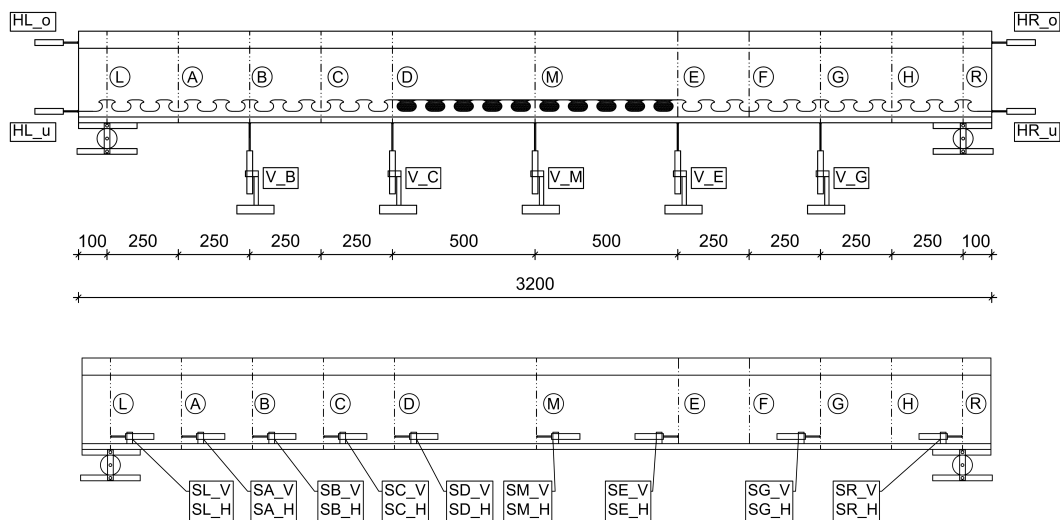


Abbildung 6.6: Übersicht über die Wegaufnehmer bei den Verbundträgerversuchs; Messung der Verdrehung am Auflager und der vertikalen Verformung (oben) sowie Schlupfmessungen (unten)

Abbildung 6.7 zeigt die Anordnung und Lage der Dehnungsmesstreifen am Verbundträger PB-30-3-1, bei dem die Höchstzahl der DMS appliziert wurde. Bei anderen Versuchskörpern kamen teilweise weniger DMS zum Einsatz. Zusätzlich war die Anordnung bei den Versuchskörpern mit 46 cm Höhe etwas anders. In Anhang B.3 finden sich daher detaillierte Angaben zur messtechnischen Ausrüstung aller Verbundträger. Anhand der Dehnungsmessungen konnte ausgewertet werden, welche Beanspruchungen in den Stahldübeln, in der Betonstahlbewehrung und in der externen Bewehrung bzw. im UHPC in den Schnitten B und M vorlagen. Mit diesen Ergebnissen und den Ergebnissen der Schlupfmessungen konnte der maßgebende Versagensmechanismus der Verbundträger ermittelt werden.

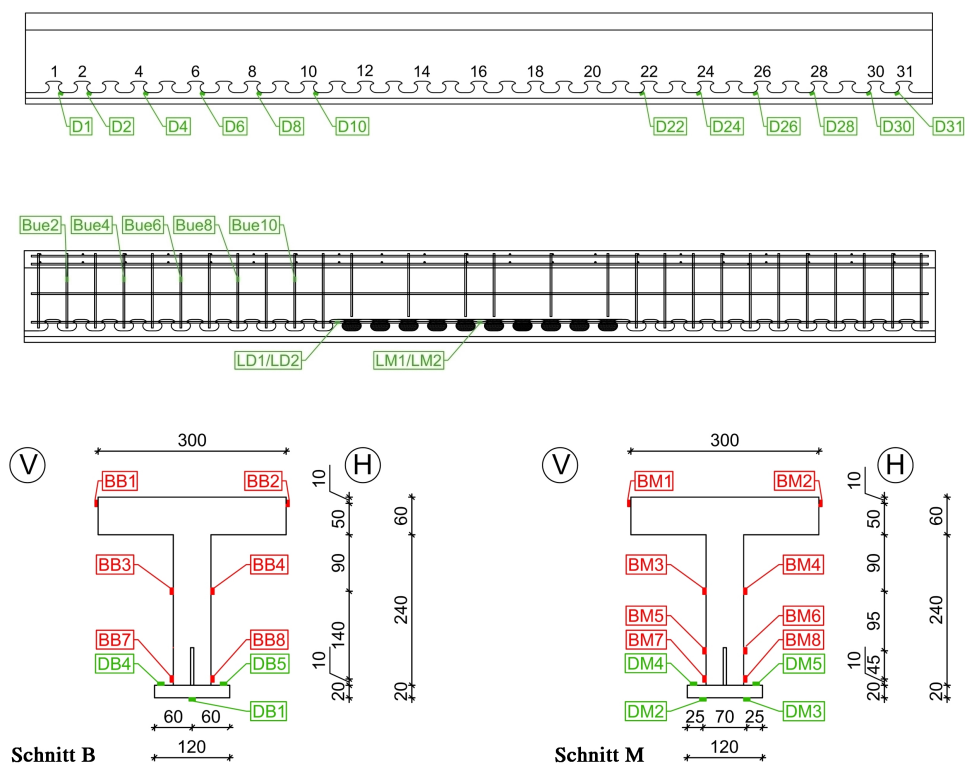


Abbildung 6.7: Übersicht über die Dehnungsmessungen bei den Verbundträgerversuchen; Messstellen und Bezeichnung an den Stahldübeln (oben), an der Bewehrung (Mitte) sowie im Schnitt B und M über die Querschnittshöhe am Beton und an der externen Bewehrung (unten)

Die optische Messung mit dem System Aramis erfolgte zwischen den Schnitten A und C, um die Schubrissbildung im UHPC-Steg kontinuierlich messen zu können. Der Einsatz erfolgte nur bei den Versuchsträgern PB-30-3-1, PB-30-3-2, PB-30-5-3, PB-30-10-1, PB-30-10-3 und PB-46-10-1.

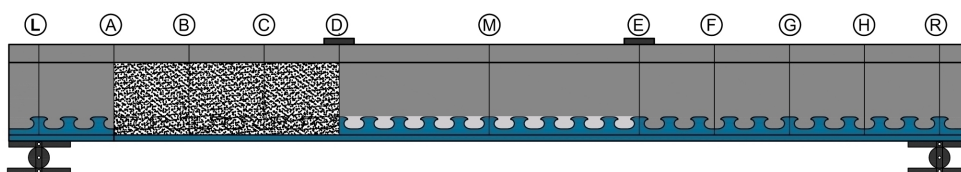


Abbildung 6.8: Darstellung des Messbereichs bei der optischen Messung mit Aramis zwischen den Schnitten A und D

6.3 Versuchsergebnisse

6.3.1 Übersicht und Vorgehen bei der Auswertung

Wie Abschnitt 6.2 und Anhang B.3 entnommen werden kann, wurden die Verbundträger umfangreich mit Messtechnik ausgestattet. Um die Tragfähigkeit und den Versagensmechanismus der Verbundträger zu beschreiben, werden jedoch nicht alle Messergebnisse benötigt. Im Abschnitt 6.3.2 werden zunächst die maximalen Traglasten und das Versagensverhalten anhand der Last-Verformungsdiagramme getrennt für die unterschiedlichen Serien vorgestellt. Dabei wird jeweils die gesamte, auf den Träger einwirkende Kraft P über die vertikale Mittendurchbiegung δ_{VM} im Schnitt M (vgl. Abbildung 6.3) aufgetragen. Mit Hilfe der Rissbilder aller Versuchsträger, die bei Versuchsabbruch vorlagen, wird das Trag- und Verformungsverhalten ebenfalls bewertet. Die vollständigen Ergebnisse der konventionellen Messtechnik sind in Anhang B.5 abgedruckt. Anhang B.6 enthält die Auswertungen des optischen Messsystems. Hier ist die Rissbildung im untersuchten Bereich zu verschiedenen Zeitpunkten dargestellt.

Bei den meisten Versuchskörpern wurde mit Hilfe der Last-Verformungsdiagramme und der Rissbilder ein primärer Versagensmechanismus beobachtet, der für die Begrenzung der Maximallast verantwortlich war. Zusätzlich trat in der Regel ein sekundäres Versagen auf, das die Duktilität begrenzte. In Abschnitt 6.3.3 erfolgt ein Vergleich der erreichten Traglasten mit der theoretischen Maximallast der Verbundträger unter Berücksichtigung der auf die Verbundträger angewendeten Ansätze für die Momenten- und Querkrafttragfähigkeit nach der Teilverbundtheorie und der Querkrafttragfähigkeit nach [Thi15].

Eine detaillierte Analyse zu den wichtigsten Einflussfaktoren bei Verbundträgern mit externer Bewehrung findet sich für die unterschiedlichen Versagensarten in Abschnitt 6.4. Hierbei werden die Ansätze zur Momenten- und Querkrafttragfähigkeit noch einmal genauer hinsichtlich der wichtigsten Parameter bei Verbundträgern mit externer Bewehrung untersucht.

6.3.2 Trag- und Verformungsverhalten

Serie 1

Alle Verbundträger der Serie 1 mit einer 3 mm dicken Verbunddübelleiste zeigten im Versuch, wie aus Abbildung 6.9 (links) zu erkennen ist, ein sehr duktileres Tragverhalten. Der Versuchskörper PB-30-3-1 erreichte aufgrund der vorhandenen Stabstahlbewehrung und des höchsten Verdübelungsgrades die größte Traglast und Duktilität der Prüfkörper. Der Träger PB-30-3-3 zeigte ein ähnliches Trag- und Versagensverhalten wie PB-30-3-1. Die geringere Tragfähigkeit und Duktilität lassen sich bei diesem Verbundträger durch den kleineren Verdübelungsgrad ($e_x = 200$ mm) erklären. Beim unbewehrten Versuchskörper PB-30-3-2 mit 40 mm Stegbreite liegt ebenfalls eine geringere Tragfähigkeit und Duktilität als beim PB-30-3-1 vor. Dieser Unterschied im Last-Verformungsverhalten von bewehrten Prüfkörpern mit 60 mm Dicke und unbewehrten mit 40 mm Dicke ist bereits aus den Push-Out Versuchen bekannt. Der Grund hierfür ist unter anderem der stärkere Einfluss der Rissbildung, durch welche die Stahldübel ungünstiger belastet werden.

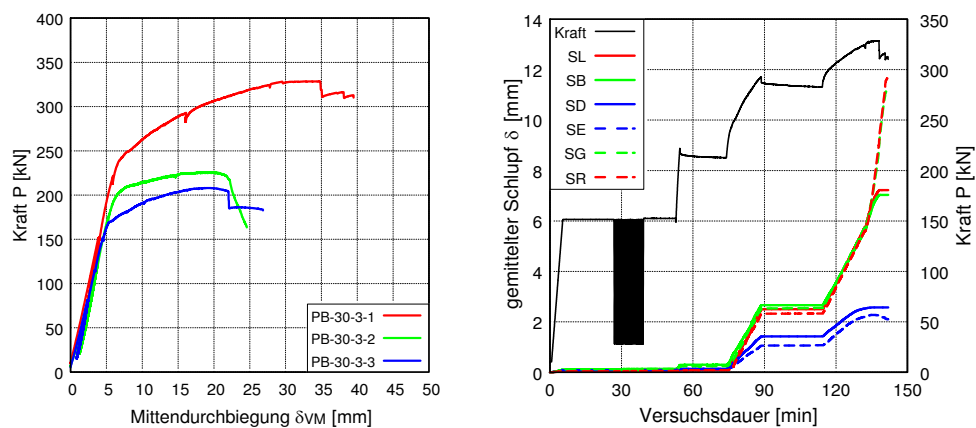


Abbildung 6.9: Last-Verformungskurven für die Verbundträger der Serie 1 (links) und Entwicklung des Schlupfes beim PB-30-3-1 über die Versuchsdauer (rechts)

Bei allen drei Verbundträgern der Serie 1 zeigte sich ein ausgeprägtes Fließplateau, das auf die Duktilität der dünnen Verbunddübelleisten zurückzuführen ist. Wie den Diagrammen der Dehnungsmessungen im Anhang B.5 entnommen werden kann, wird die zur Streckgrenze zugehörige Dehnung von 1,6‰ bei allen Stahldübeln überschritten. Im Gegensatz dazu befindet sich die externe Bewehrung bei allen Versuchskörpern über die gesamte Versuchsdauer im elastischen Bereich. Im Versuch PB-30-3-1 wurde mit 1,2‰ die höchste Dehnung der externen Bewehrung in dieser Serie erreicht, die jedoch noch deutlich unterhalb der zur Streckgrenze zugehörigen Dehnung von 1,9‰ liegt. Die maximale Tragfähigkeit der Verbundträger mit $t_{CL} = 3$ mm wird demnach durch die Tragfähigkeit der Verbunddübelleiste begrenzt, was aufgrund der geringen Verdübelungsgrade auch zu erwarten war.

Der plötzliche Lastabfall am Versuchsende, der nach dem Erreichen der Maximallast in Abbildung 6.9 (links) bei den bewehrten Verbundträgern PB-30-3-1 und PB-30-3-3 zu beobachten ist, geht immer mit einer Öffnung des jeweiligen Versagensrisses (vgl. Abbildung 6.10) einher. Dies ist für den Versuchskörper PB-30-3-1 aus der Schlupfmessung in Abbildung 6.9 (rechts) zu erkennen. Dort weisen die Wegaufnehmer in den Schnitten G und R einen plötzlichen, starken Anstieg der Verschiebungen auf, wohingegen alle anderen Verschiebungen konstant bleiben oder sich sogar reduzieren. Der Lastabfall und die damit einhergehende Schlupfzunahme, bzw. die Öffnung des Versagensrisses sind auf das Zugversagen der untersten Lage der Stahlbetonbewehrung zurückzuführen. Aufgrund der kurzen Verankerungslänge der Betonstahlbewehrung im UHPC wurde bei den Dehnungsmessungen in den Schnitten D und M zwar kein Abfall der Bewehrungsdehnungen gemessen, die gerissene Bewehrung war nach dem Versuchsende jedoch innerhalb des mehr als 10 mm geöffneten Risses deutlich zu erkennen. Die Auswertung der DMS-Ergebnisse für den Verbundträger PB-30-3-1 (vgl. Anhang B.5) zeigen zusätzlich, dass die untere Längsbewehrung in beiden Schnitten die Streckgrenze erreichte und die Dehnungen im Schnitt D höher waren als in der Trägermitte. Bei der Bügelbewehrung nahm die Beanspruchung vom Auflager zur Trägermitte hin zu. Allerdings erreichte nur Bügel 10, der zwischen Schnitt C und D lag, die Streckgrenze. Mit Hilfe des Rissbilds lässt sich auch dieses Ergebnis erklären, da sich genau in diesem Bereich ein deutlicher Riss ausbildete. Dies begründet auch den großen Schlupfunterschied zwischen den Schnitten B und D in Abbildung 6.9 (rechts).

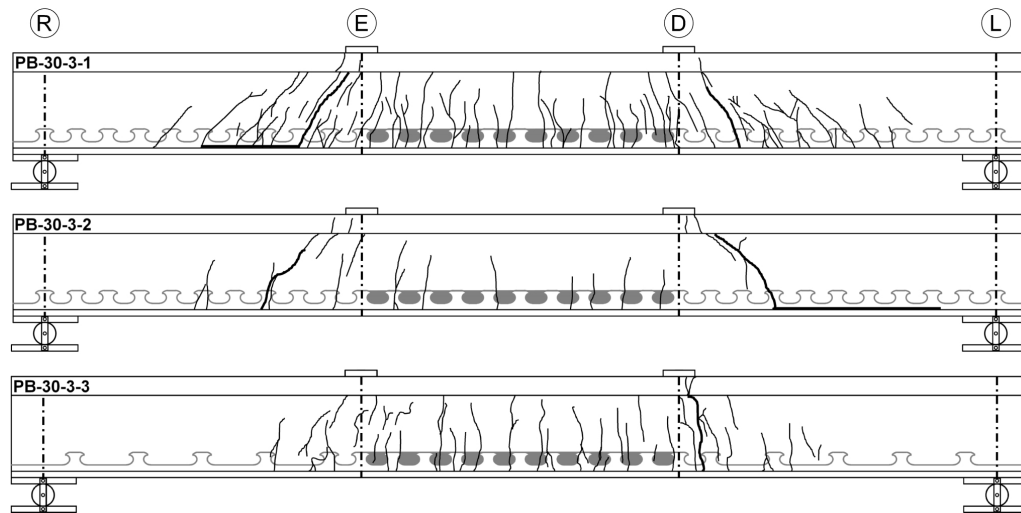


Abbildung 6.10: Rissbilder der Serie 1 der Verbundträgerversuche mit $t_{CL} = 3 \text{ mm}$ auf der Rückseite der Versuchskörper nach Versuchsabschluss

Wie aus den Rissbildern in Abbildung 6.10 zu erkennen ist, versagten die Versuchskörper insgesamt sehr symmetrisch. Die meisten Risse stellten sich aufgrund der Kombination aus Stabstahl- und Faserbewehrung beim Verbundträger PB-30-3-1 ein. Bei diesem Verbundträger und beim unbewehrten Verbundträger PB-30-3-2 bildeten sich gegen Versuchsende jeweils zwei deutliche Biegeschubrisse aus, die zur Lasteinleitungsstelle hin geneigt waren.

Der unbewehrte Versuchskörper weist insgesamt die wenigsten Risse, und im Bereich zwischen den Lasteinleitungspunkten die kürzesten Risslängen, auf. Beim bewehrten Verbundträger PB-30-3-3 mit dem geringsten Verdübelungsgrad liegen nahezu keine Schubrisse vor und es kommt zu einer Biegerissbildung unterhalb von Schnitt D. Das Entstehen der Biege- bzw. Biegeschubrisse resultiert aus dem primären Versagen der Verbunddübelleiste und ist somit ein sekundärer Versagensmechanismus.

Serie 2

Die Versuchskörper mit 5 mm dicker Verbunddübelleiste weisen ebenfalls ein ausgeprägt duktileres Tragverhalten auf (vgl. Abbildung 6.11, links). Im Vergleich zu den Verbundträgern der Serie 1 sind die Traglasten aufgrund des größeren Verdübelungsgrades höher und die zur Maximallast zugehörige Mittendurchbiegung geringer. In Abbildung 6.11 (rechts) sind die Dehnungen der Bügelbewehrung des Verbundträgers PB-30-5-1 dargestellt. Die größte Beanspruchung tritt auch in dieser Serie in den Bügeln 8 und 10 auf, die beide die Streckgrenze ab einer Dehnung von $3,2\text{‰}$ überschreiten.

Der Vergleich der Verbundträger PB-30-5-1 und PB-30-5-2 in Abbildung 6.11 (links) zeigt deutlich, dass die Reduktion der Stahlfasermenge auf $0,9 \text{ Vol.-%}$ Stahlfasern nur geringe Auswirkungen auf das Last-Verformungsverhalten und die Maximallast besitzt. Durch die reduzierte Faseranzahl bilden sich auf der Oberfläche des UHPC allerdings mehr Risse aus als dies beim Versuchskörper PB-30-5-1 mit $2,5 \text{ Vol.-%}$ Stahlfasern der Fall ist (vgl. Abbildung 6.12). Aufgrund der eingelegten Stabstahlbewehrung liegt für beide Träger eine Rissverteilung mit gleichmäßigem Abstand vor.

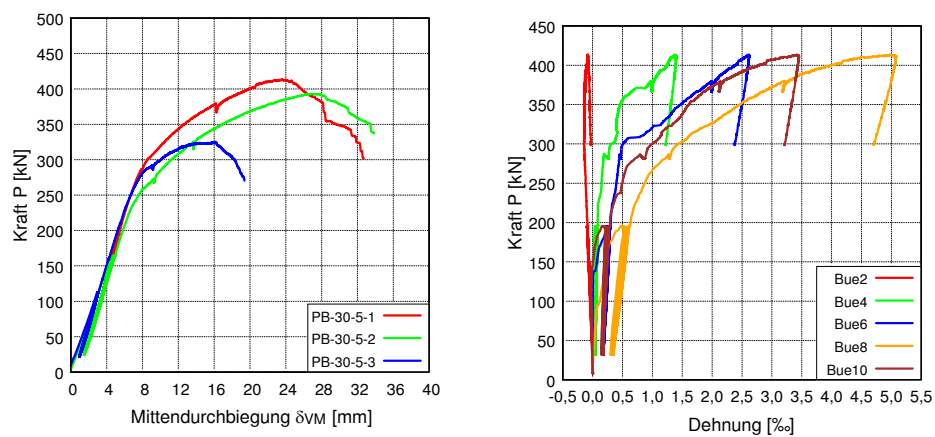


Abbildung 6.11: Last-Verformungskurven der Verbundträger mit 5 mm dicker Verbunddübelleiste (links) und Dehnungen der Bügelbewehrung beim PB-30-5-1 (rechts)

Anders ist dies beim unbewehrten Prüfkörper, bei dem sich analog zum PB-30-3-2 nur wenige Risse einstellen und der neben einer deutlich geringeren Traglast auch eine schlechtere Duktilität aufweist als die beiden anderen Prüfkörper dieser Serie.

Die externe Bewehrung erreicht ihre Streckgrenze bei den Versuchskörpern in dieser Serie ebenfalls nicht. Die gute Duktilität und die Begrenzung der Maximallast sind wie bei den Verbundträgern der Serie 1 primär auf die plastischen Verformungen der Stahldübel zurückzuführen, die zu einer sekundären Biegeschubrissbildung führen.

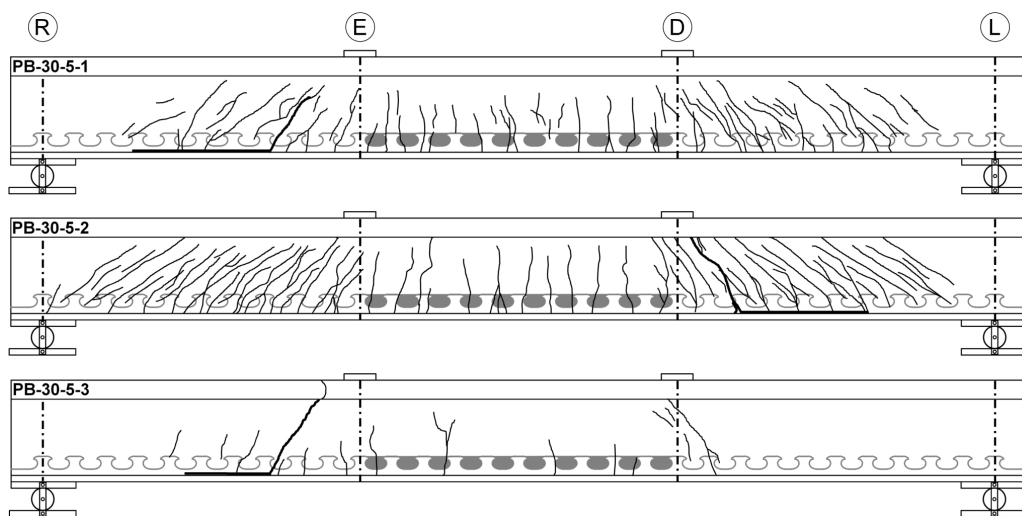


Abbildung 6.12: Rissbilder der Serie 2 der Verbundträgerversuche mit $t_{CL} = 5$ mm auf der Rückseite der Versuchskörper nach Versuchsabschluss

Serie 3

Die Verbundträger der Serie 3 mit 10 mm dicken Verbunddübelleisten können unterteilt werden in die Verbundträger, die mit einem Verdübelungsgrad von mehr als 100 % voll verdübelt sind und den Träger PB-30-10-2 ($\eta = 75,9\%$) mit einem Dübelabstand $e_x = 200$ mm. Wie das Diagramm in Abbildung 6.13 (links) zeigt, weist dieser ein Tragverhalten auf, das dem von PB-30-5-1 ($\eta = 71,8\%$) sehr ähnlich ist. Die etwas höhere Traglast kann auf den höheren Verdübelungsgrad zurückgeführt werden.

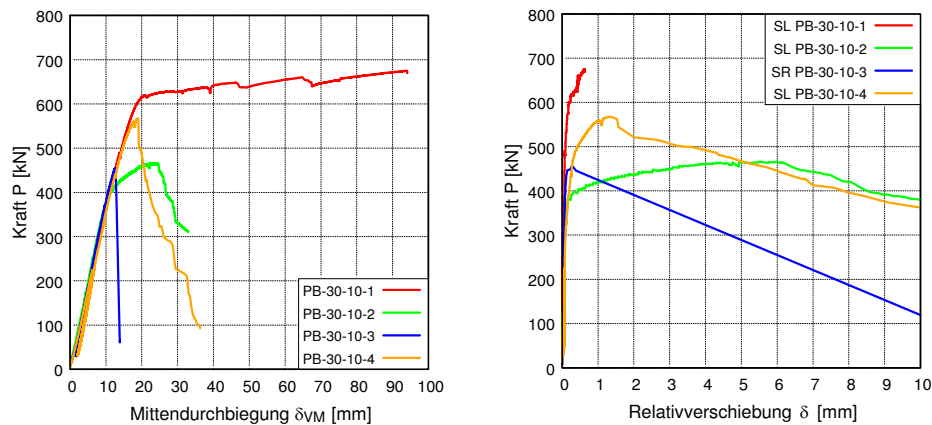


Abbildung 6.13: Last-Verformungskurven der Verbundträger mit 10 mm dicker Verbunddübelleiste (links) und zugehöriger, gemittelter Schlupf SL bzw. SR dieser Verbundträger (rechts)

Ansonsten verlaufen die Last-Verformungskurven, die Stahldübeldehnungen und der Schlupf der beiden Versuchskörper jedoch sehr ähnlich, wie den entsprechenden Diagrammen in Anhang B.5 entnommen werden kann. Bei den drei Versuchskörpern mit voller Verdübelung erreichte der Träger PB-30-10-1 eine sehr hohe Traglast und Mittendurchbiegung. Dem gegenüber versagten die anderen beiden Träger mit weniger Betonstahl- (PB-30-10-3) bzw. Faserbewehrung (PB-30-10-4) spröde und auf einem niedrigeren Lastniveau.

Im rechten Diagramm der Abbildung 6.13 ist die Kraft P über den größten Schlupf im Schnitt L (SL) oder R (SR) der vier Verbundträger dieser Serie aufgetragen. Hieraus ist zu erkennen, dass der teilverdübeltete Träger aufgrund des Fließens der Stahldübel die Maximallast erst bei einer Relativverschiebung von 6 mm erreicht. Beim Versuchsträger PB-30-10-1 tritt hingegen bis zum Versuchsabbruch kein Versagen der Verbundfuge auf. Der gemessene Schlupf liegt maximal bei 0,7 mm. Der Vergleich der beiden Versuchskörper mit reduziertem Bewehrungsgehalt zeigt, dass der Versuchskörper PB-30-10-3 deutlich spröder bei einem Schlupf von 0,3 mm versagte, wohingegen es beim PB-30-10-4 zu einer Ankündigung kam, die an der nichtlinearen Schlupfzunahme auf bis zu 1,3 mm zum Zeitpunkt der Maximallast zu erkennen ist. Aufgrund des höheren Verdübelungsgrades ist der Schlupf bei den vollverdübelteten Trägern also deutlich kleiner als bei den Verbundträgern, bei denen es zum Versagen der Verbundfuge kann.

Die in Abbildung 6.14 dargestellten Rissbilder vermitteln einen guten Eindruck der Versagensmechanismen bei den Verbundträgern dieser Serie. Beim Versuchskörper PB-30-10-1 trat ein Biegeversagen in Trägermitte auf, bei dem es zu Dehnungen von bis zu 21‰ in der externen Bewehrung kam. Demgegenüber weisen die beiden Träger PB-30-10-3 und PB-30-10-4 Schubrisse bei Schnitt G bzw. B auf. Das Querkraftversagen des Steges erfolgte am Verbundträger ohne Stabstahlbewehrung nahezu ohne Ankündigung, was sich auch durch die geringe Anzahl der Risse zeigt. Beim Versuchskörper PB-30-10-4 mit nur 0,9 Vol.-% Stahlfasern kündigte sich das Querkraftversagen aufgrund der vorhandenen Betonstahlbewehrung durch eine deutliche Rissbildung und eine vergrößerte Verformung sowie die bereits beschriebene Schlupfzunahme an. Wie auch beim Versuchskörper PB-30-5-2, liegt wegen der verminderten Stahlfaseranzahl ein sehr geringer Rissabstand vor. Im Gegensatz zur Se-

rie 2 beeinflusst die Stahlfaserbewehrung das Tragverhalten der Versuchskörper in diesem Fall allerdings deutlich. Durch die Reduktion der Fasermenge hat sich die Querkrafttragfähigkeit im Vergleich zum PB-30-10-1 soweit reduziert, dass diese für die Begrenzung der maximalen Last maßgebend wurde. Bei den beiden Versuchskörpern mit Schubrisen versagten auch die Betondübel, wodurch die große Rissbildung in den UHPC-Stegen erst ermöglicht wurde.

Der Versuchsträger PB-30-10-2 zeigte aufgrund des geringen Verdübelungsgrades, ebenso wie die Träger der Serien 1 und 2 ein duktileres Tragverhalten mit einer plastischen Deformation der Stahldübel. Beim Betrachten des Rissbilds ist auffällig, dass die Risse konzentriert von den Stahldübeln ausgehen. Entsprechend der Modellvorstellung in [Ber+11a] wird die Querkraft dort wieder hochgegangen. Darüber hinaus stellen die Stahldübel eine Schwachstelle im UHPC-Steg dar, was eine konzentrierte Rissbildung begünstigen kann.

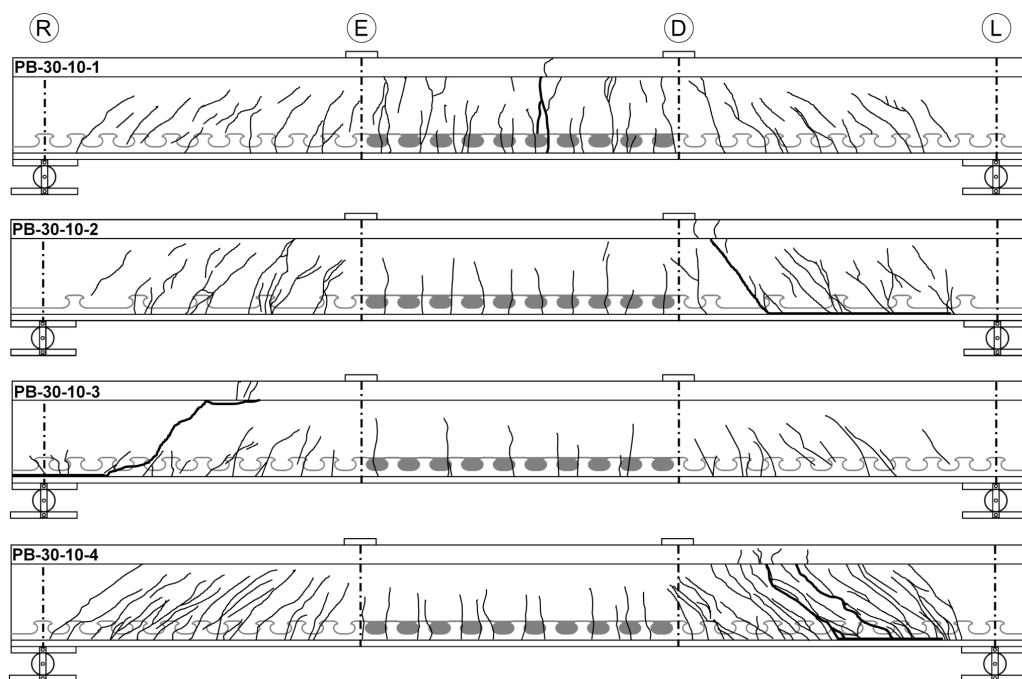


Abbildung 6.14: Rissbilder der Serie 3 der Verbundträgerversuche mit $t_{CL} = 10$ mm auf der Rückseite der Versuchskörper nach Versuchsabschluss

Serie 4

Die Serie 4 besteht aus den Verbundträgern mit 46 cm hohem UHPC. Der Verbundträger PB-46-10-1 weist ansonsten die gleiche Konfiguration auf wie der PB-30-10-1 und der PB-46-3-1 entspricht im Übrigen dem PB-30-3-1. Aufgrund des größeren inneren Hebelarms werden, wie aus Abbildung 6.15 (links) ersichtlich, bei beiden Versuchskörpern größere Traglasten erreicht als bei den Referenzkörpern. Das aus Abbildung 6.15 (links) und dem Rissbild in Abbildung 6.16 erkennbare Tragverhalten von PB-46-3-1 ist demjenigen von PB-30-3-1 sehr ähnlich. Bei beiden Versuchskörpern überschreiten die Stahldübel die Streckgrenze und es kommt zu plastischen Verformungen, die schließlich zur Bildung eines Biegeschubbrisses führen. Der Versuchskörper PB-46-10-1 weist demgegenüber ein vom PB-30-10-1 abweichendes Last-Verformungsverhalten auf, das eher dem Versuchskörper PB-30-10-4 ähnelt.

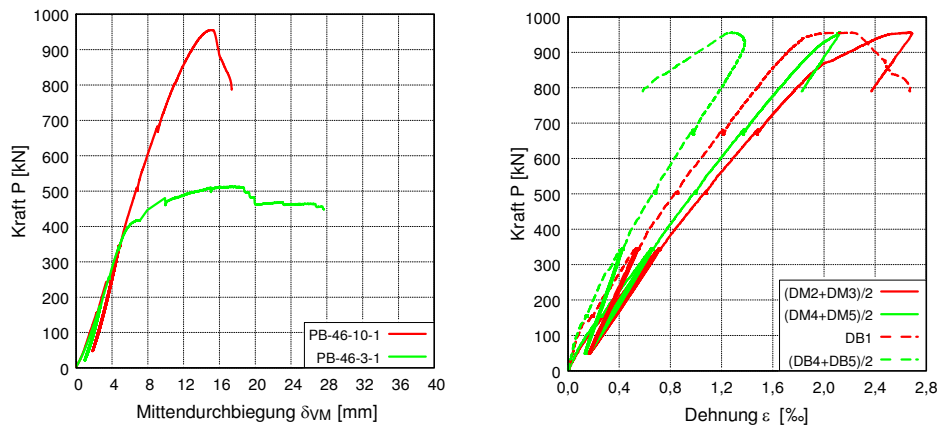


Abbildung 6.15: Last-Verformungskurven für die Verbundträger mit 46 cm Betonhöhe (links) und Dehnung der externen Bewehrung beim PB-46-10-1 (rechts)

Das Rissbild in Abbildung 6.16 deutet ebenfalls auf ein Schubversagen hin. Die Auswertung der Dehnungen des Flachstahls in Abbildung 6.15 (rechts) zeigt jedoch, dass dieser voll ausgenutzt wurde, da die zur Streckgrenze zugehörige Dehnung von 1,9‰ sowohl auf der Ober- als auch auf der Unterseite der externen Bewehrung in Trägermitte überschritten wurde. Dies weist darauf hin, dass es gleichzeitig zum Fließen der externen Bewehrung sowie zum Überschreiten der Querkrafttragfähigkeit kam.

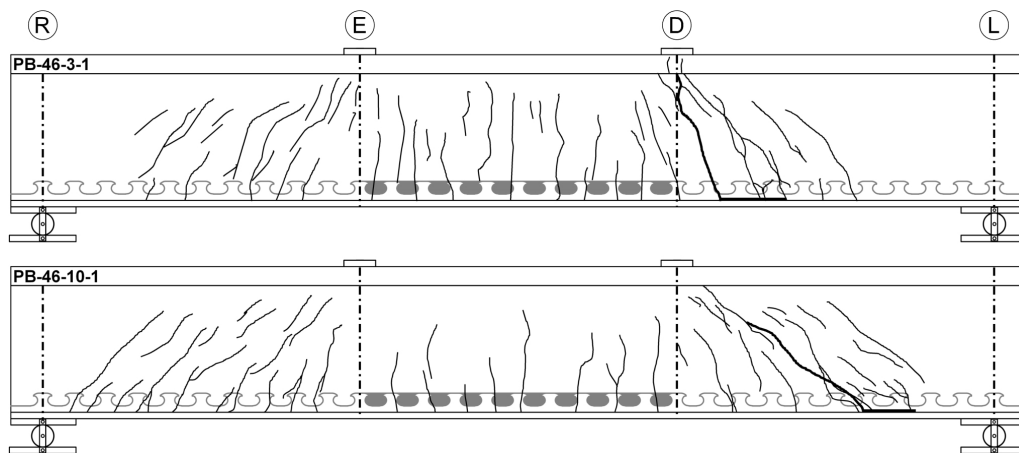


Abbildung 6.16: Rissbilder der Serie 4 der Verbundträgerversuche mit 46 cm Betonhöhe auf der Rückseite der Versuchskörper nach Versuchsabschluss

6.3.3 Auswertung der Tragfähigkeit und Rotationskapazität

Die Auswertung der Last-Verformungskurven und Rissbilder im vorherigen Abschnitt hat gezeigt, dass es wie zu erwarten bei den schlanken Verbundträgern aus UHPC mit externer Bewehrung teilweise zu anderen Versagensarten kommt, als dies bei konventionellen Verbundträgern der Fall ist. Neben dem klassischen Biegeversagen in Trägermitte, bei dem das Versagen durch die Einschnürung der Betondruckzone erfolgt, konnte sowohl ein Querkraftversagen der dünnen UHPC-Stege und als auch ein Versagen der Verbunddübelleisten gefolgt von einer Biegeschubrissbildung in den UHPC-Stege beobachtet werden.

Um das Trag- und Verformungsverhalten der Versuchskörper unterschiedlicher Serien miteinander vergleichen zu können, sind in Tabelle 6-2 die Maximallast P_{max} und die zugehörige Mittendurchbiegung δ_{VM} aller Versuchsträger zusammengefasst. Als Kenngröße für die Verformungsfähigkeit der Verbundträger ist zusätzlich die dimensionslose Rotationskapazität R angegeben. Diese wurde aus den Diagrammen der Momenten-Rotationsbeziehungen im Anhang B.5 abgeleitet und erlaubt den Vergleich der Rotationsfähigkeit von Versuchsträgern mit unterschiedlichen Abmessungen und Spannweiten, da der Einfluss dieser Parameter auf die elastische Rotation im Rahmen der Auswertung eliminiert wird. Die Ermittlung der Rotationskapazität für die Verbundträger mit externer Bewehrung ist in Anhang B.7 dokumentiert.

Neben den Versuchsergebnissen sind in Tabelle 6-2 auch die theoretischen Momententragfähigkeiten $P_{m,M}$ nach der Teilverbundtheorie und die Querkrafttragfähigkeiten $P_{m,V}$, die mit dem Ansatz von *Thiemicke* [Thi15] ermittelt wurde, angegeben. Die vollständigen Berechnungen sind für beide Tragfähigkeiten im Anhang B.4 dokumentiert. Die Momententragfähigkeit $P_{m,M}$ wird im Wesentlichen durch den Verdübelungsgrad und die Bauteilhöhe beeinflusst. Bei der Querkrafttragfähigkeit $P_{m,V}$ sind die Bügelbewehrung, der Stahlfasergehalt und die Stegbreite die wichtigsten Parameter. Der Verdübelungsgrad geht zwar über eine Änderung des Längsbewehrungsgrads mit in den Betontraganteil ein. Dieser Einfluss ist jedoch verhältnismäßig gering.

Der Mittelwert des Verhältnisses zwischen Versuchslast und theoretischer Tragfähigkeit ($P_{max}/P_{m,min}$) liegt bei $\bar{x} = 1,01$ und der Variationskoeffizient beträgt $v = 0,10$. Dies bedeutet, dass sich die Traglasten insgesamt zufriedenstellend vorhersagen lassen. Allerdings weisen vor allen Dingen die unbewehrten, teilverdübelten Versuchskörper Tragfähigkeiten auf, die bis zu 20% unterhalb der theoretischen Werte liegen. Bei den Versuchskörpern PB-30-3-2 und PB-30-5-3 fällt auf, dass die Querkrafttragfähigkeiten nur 16% bzw. 10% über den Biegetragfähigkeiten liegen, was auf eine Interaktion hindeutet. Der Vergleich der übrigen theoretischen Tragfähigkeiten zeigt, dass die Querkrafttragfähigkeit bei den Verbundträgern PB-30-10-3 und PB-30-10-4 das maßgebende Kriterium war. Beim Versuchsträger PB-46-10-1, der ebenfalls einen Querkrafttriss aufwies, liegt die rechnerische Querkrafttragfähigkeit nur 7% über der Momententragfähigkeit.

Tabelle 6-2: Auswertung der Verbundträgerversuche

| Verbundträger | Versuchsergebnisse | | | theoretische Ergebnisse | | |
|---------------|------------------------------------|---|-------------------------------|---|--|----------------------------|
| | maximale Last P_{max} [kN] | Durchbiegung δ_{VM} bei P_{max} [mm] | Rotationskapazität R [-] | Momententragfähigkeit $P_{m,M}$ [kN] | Querkrafttragfähigkeit $P_{m,V}$ [kN] | $P_{max}/P_{m,min}$ [-] |
| PB-30-3-1 | 328,6 | 34,7 | 4,00 | 305,2 | 676,5 | 1,08 |
| PB-30-3-2 | 226,0 | 20,5 | 3,11 | 254,6 | 294,3 | 0,89 |
| PB-30-3-3 | 208,0 | 19,1 | 3,88 | 187,1 | 659,3 | 1,11 |
| PB-30-5-1 | 413,4 | 23,5 | 2,00 | 419,0 | 687,9 | 0,99 |
| PB-30-5-2 | 393,1 | 26,9 | 3,79 | 346,3 | 582,7 | 1,14 |
| PB-30-5-3 | 325,3 | 16,1 | 1,42 | 406,2 | 445,5 | 0,80 |
| PB-30-10-1 | 675,0 | 94,0 | 3,68 | 624,1 | 704,0 | 1,08 |
| PB-30-10-2 | 467,0 | 22,5 | 1,88 | 476,6 | 691,9 | 0,98 |
| PB-30-10-3 | 455,0 | 12,6 | 0,12 | 624,0 | 460,6 | 0,99 |
| PB-30-10-4 | 567,2 | 18,9 | 0,28 | 623,2 | 605,7 | 0,94 |
| PB-46-3-1 | 513,0 | 17,6 | 1,54 | 465,2 | 990,8 | 1,10 |
| PB-46-10-1 | 955,2 | 15,1 | 0,41 | 958,7 | 1023,1 | 1,00 |

Im Gegensatz dazu weisen die weiteren, bewehrten Versuchskörper Tragfähigkeiten auf, die nahezu gleich bzw. teilweise sogar deutlich über der erwarteten Biegetragfähigkeit liegen. Insgesamt konnte die Tragfähigkeit also mit Hilfe der theoretischen Ansätze gut abgeschätzt werden. Zur Überprüfung, ob die Adaption der theoretischen Ansätze sich auch mechanisch bzw. anhand des Versagensmechanismus belegen lässt, erfolgt in Abschnitt 6.4 eine genaue Analyse des Tragverhaltens getrennt für die Fälle primäres Biegeversagen bei voller Verdübelung, primäres Querkraftversagen sowie primäres Versagen der Verbundfuge mit anschließendem Biege- oder Biegeschubversagen. Hierdurch wird auch überprüft, ob die Anwendung der Teilverbundtheorie bei Verbundträgern mit externer Bewehrung möglich ist und welchen Einfluss die Interaktion zwischen der vertikalen und horizontalen Schubbeanspruchung, speziell bei Versuchskörpern ohne Bügelbewehrung, auf die Verbunddübeltragfähigkeit besitzt.

Die in Tabelle 6-2 ausgewertete Rotationskapazität R dient in der Regel zur Beurteilung, ob eine plastische Bemessung mit Lastumlagerung möglich bzw. zulässig ist. Es finden sich in der Fachliteratur jedoch unterschiedliche Grenzwerte für die erforderliche Rotationskapazität (vgl. [KD91] und [Hof98]). Eine Zusammenstellung der Rotationskapazitäten von verschiedenen Verbundträgern mit und ohne Kammerbeton ist beispielsweise in [Gor06] abgedruckt. Daraus kann entnommen werden, dass die vorhandenen Rotationskapazitäten üblicher Verbundträger im Bereich von 1,0 bis 3,0 liegen. In [Hei11] wird bei Verbundträgern aus UHPC mit Stahlobergurt eine maximale Rotationskapazität von $R = 2,16$ erreicht, wohingegen sich diese bei den filigranen Verbundträgern ohne Stahlobergurt auf $R = 1,08$ reduziert. Sowohl bei den konventionellen Verbundträgern als auch bei den filigranen Verbundträgern aus UHPC wurde die Rotationsfähigkeit durch das Versagen der Betondruckzone begrenzt.

Die ermittelten Rotationskapazitäten für die untersuchten Verbundträger mit externer Bewehrung spiegeln weitestgehend das beschriebene Duktilitätsverhalten der Versuchskörper, also eine plastische Durchbiegung, wider (vgl. Anhang B.7). Dabei besitzen die Verbundträger mit voller Verdübelung und einem spröden Versagen Rotationskapazitäten zwischen $R = 0,12$ (PB-30-10-3) und $R = 0,41$ (PB-46-10-1). Bei den anderen Verbundträgern mit einem duktilen Versagensmechanismus beträgt die kleinste Rotationskapazität $R = 1,42$ und liegt somit oberhalb der Werte für filigrane Verbundträger aus UHPC und im üblichen Bereich für Verbundträger mit Normalbeton.

6.4 Analyse des Tragverhaltens

6.4.1 Biegetragfähigkeit bei voller Verdübelung

Bei den durchgeführten Untersuchungen an den Verbundträgern mit externer Bewehrung konnte am Versuchskörper PB-30-10-1 das Verhalten bei Biegeversagen und voller Verdübelung beobachtet werden. Die Last-Verformungskurve dieses Verbundträgers ist gekennzeichnet durch einen bilinearen Verlauf (vgl. Abbildung 6.13). Zunächst erfolgt der lineare Anstieg bis zu einer Last von 620 kN ($\delta_{VM} = 20$ mm), ab der die Neigung deutlich flacher wird und ein nahezu linearer Verlauf bis zur maximal gemessenen Tragfähigkeit von 675 kN bei einer zugehörigen Mittendurchbiegung von 90 mm vorliegt.

Die nach dem Erreichen der Streckgrenze ersichtlichen Lastabfälle sind, wie den Dehnungsmessungen für den UHPC und der Längsbewehrung in Abbildung 6.17 (links) zu entnehmen ist, zunächst auf den Bruch der untersten Lage der Längsbewehrung und das darauf folgende Abplatzen der obersten UHPC-Schicht auf der Plattenoberseite zurückzuführen. Weiterhin wurde beobachtet, dass parallel dazu die Dübeldehnungen der inneren Stahldübel D10 und D22 sprunghaft von jeweils 3,8‰ auf über 10‰ und die Dehnungen der externen Bewehrung im Schnitt M um mehr als 3‰ anstiegen. Das Versagen der Stabstahlbewehrung führte also zu einer Kraftumlagerung, in deren Folge es zum Abplatzen der obersten Betonschicht kam und die externe Bewehrung die Zusatzkraft aufnehmen musste. Gleichzeitig zeigt der Anstieg der Dübeldehnungen an den Dübeln D10 und D22, dass das weitere Öffnen des Risses im Schnitt M nun verstärkt durch die innersten, nicht isolierten Stahldübel behindert wurde. Der Versuchsabbruch erfolgte bei einer Rissöffnung von mehr als 20 mm und einer Mittendurchbiegung von fast 100 mm, da der maximale Zylindervorschub erreicht wurde. Zu diesem Zeitpunkt reichte der größte Riss bis 10 mm unter die Plattenoberkante (vgl. Abbildung 6.14). Die infolge der zunehmenden Rotation immer höher belastete Biegedruckzone hätte bei weiterer Belastung schließlich zum Versagen des Versuchsträgers geführt.

Die Anwendung der Berechnungsgrundlagen, die auf der Teilverbundtheorie basieren, liegt bei diesem Versuchskörper auf der sicheren Seite. Aus dem Rissbild in Abbildung 6.14 ist deutlich zu erkennen, dass die große Verformungsfähigkeit aus dem Überschreiten der Streckgrenze der externen Bewehrung in Feldmitte resultiert. Dies zeigt, dass der Ansatz einer plastischen Normalkraft in der externen Bewehrung zutreffend ist, wie auch die Dehnungen des Flachstahls belegen, die im Anhang B.5 abgedruckt sind. Das Überschreiten der Streckgrenze führt dann zu einer vermehrten Aktivierung der Stabstahlbewehrung, zu einer Reduktion der Betondruckzonenhöhe und damit zu einer Erhöhung des Hebelarms z sowie in der weiteren Folge aufgrund der großen Dehnungen zur Ausnutzung der Zugfestigkeit des Flachstahls, worauf auch die deutliche Überschreitung der theoretischen Maximallast um 51 kN zurückzuführen ist. Der in Anhang B.4 ermittelte Hebelarm, der aufgrund der hohen Betondruckfestigkeit in der Größenordnung der Betonhöhe liegt, und die Verwendung der Streckgrenze bei der Berechnung der theoretischen Momententragfähigkeit werden durch die Versuchsergebnisse somit bestätigt.

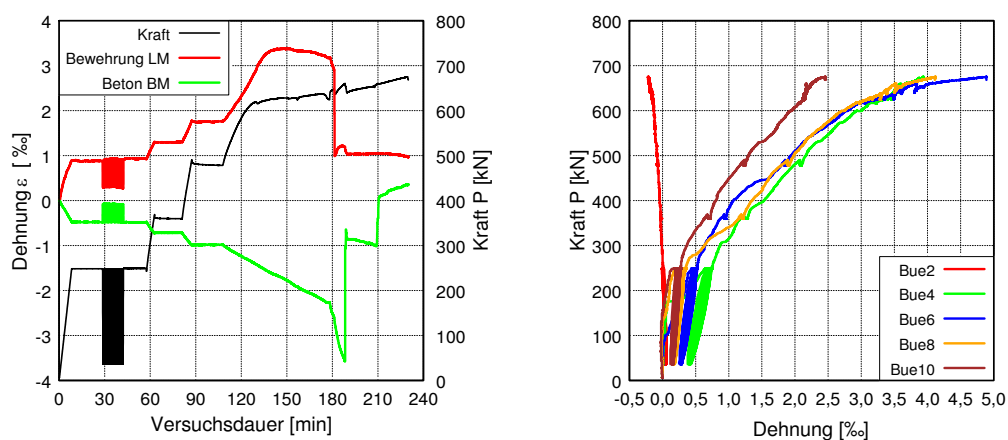


Abbildung 6.17: Vergleich der Dehnungen der Längsbewehrung und des Betons im Schnitt M (links) sowie der Bügelbewehrungen (rechts) des PB-30-10-1

Während die Ermittlung der experimentellen Tragfähigkeit in den Versuchen mit den Mittelwerten der Materialkennwerte erfolgt, ist für eine praktische Anwendung das Bemessungsniveau unter Berücksichtigung der charakteristischen Festigkeiten und der Teilsicherheitsbeiwerte maßgebend. Der Bemessungswert der Momententragfähigkeit M_{Rd} kann auf Basis der Erkenntnisse der Verbundträgeruntersuchungen mit externer Bewehrung bei voller Verdübelung nach Gleichung (6.1) bestimmt werden.

$$M_{Rd} = \frac{A_a \cdot f_{yk,a}}{\gamma_{M0}} \cdot z \quad (6.1)$$

mit:

| | |
|---------------|--|
| M_{Rd} | Bemessungswert der Momententragfähigkeit eines Verbundträgers mit externer Bewehrung [kNm] |
| A_a | Querschnittsfläche der externen Bewehrung [cm ²] |
| $f_{yk,a}$ | charakteristische Streckgrenze der externen Bewehrung [kN/cm ²] |
| z | Hebelarm der externen Bewehrung [m] |
| γ_{M0} | Teilsicherheitsbeiwert für den Baustahl bzw. die externe Bewehrung (=1,0) [-] |

Zur Ermittlung des Hebelarms z der externen Bewehrung wird nach Eurocode 4 [DIN10c] von einer konstanten Spannung in der Druckzone des gerissenen Betonquerschnitts ausgegangen, die zur Umrechnung auf einen rechteckigen Spannungsblock den Maximalwert $0,85f_{cd}$ besitzt. Der Bemessungswert der Druckfestigkeit f_{cd} des UHPC kann beispielsweise nach den Vorgaben im Betonkalender 2013 [Feh+13] oder denen aus dem Entwurf der Richtlinie des DAfStb zur „Bemessung, Herstellung und Ausführung von Bauteilen aus ultrahochfestem Beton“ [DAf17e] berechnet werden. In beiden Fällen wird die charakteristische Tragfähigkeit des ultrahochfesten Betons durch die Vorgabe eines Beiwerts zur Berücksichtigung von Langzeitauswirkungen sowie durch einen Teilsicherheitsbeiwert auf den Bemessungswert gebracht.

6.4.2 Querkrafttragfähigkeit

Wie im Abschnitt 6.3.2 und 6.3.3 beschrieben wurde, versagten die beiden vollverdübelt Verbundträger PB-30-10-3 und PB-30-10-4 sehr spröde mit einer geringen Rotationskapazität. Die bei beiden Trägern vorhandene Schubrissbildung und die geringe Querkrafttragfähigkeit $P_{m,V}$, die jeweils unterhalb der Momententragfähigkeit liegt, weisen zusätzlich auf ein primäres Schubversagen des dünnen UHPC-Steges hin. Um das vorliegende Schubversagen vom ebenfalls spröden Betondübelversagen, auf das eine Schubrissbildung als sekundärer Versagensmechanismus folgen könnte, abzugrenzen, werden in diesem Abschnitt zusätzliche Auswertungen vorgenommen.

Aus Abbildung 6.17 (rechts) ist zu erkennen, dass beim PB-30-10-1 eine hohe Ausnutzung der Bügelbewehrung vorlag, da bei den Bügeln 4, 6 und 8 ab einer Last von 620kN Dehnungen von bis zu 4,8‰ auftraten, die deutlich oberhalb der zur Streckgrenze zugehörigen Dehnung von 3,2‰ lagen. Dass die theoretische Querkrafttragfähigkeit $P_{m,V}$ für die beiden Verbundträger PB-30-10-3 (ohne Bügelbewehrung) und PB-30-10-4 (mit weniger Stahlfasern) geringer ist als beim PB-30-10-1, ist nachvollziehbar. Der Bewehrungstraganteil der Bügel $V_{m,s}$ und der Stahlfasertraganteil $V_{m,f}$ besitzen den größten Anteil an der Querkrafttragfähigkeit, wie die Auswertungen in [Thi15] bzw. Anhang B.4 zeigen.

Das Versagen mit der geringsten Duktilität war beim unbewehrten Versuchskörper PB-30-10-3 festzustellen, der bis auf die fehlende Bewehrung dem Versuchsträger PB-30-10-1 entspricht. Dieser Träger versagte nahezu ohne Vorankündigung bei einem sehr geringen Schlupf von 0,28 mm und einer Traglast von 455 kN. Die maximale Schubbeanspruchung der Verbundfuge ergibt sich aus dieser Maximallast nach den Berechnungsformeln in Anhang B.4 zu 740 kN. Aus den Ergebnissen der zugehörigen Push-Out Körper POCL 51 (Anhang A.3) kann entnommen werden, dass die maximale Tragfähigkeit der Verbunddübelleiste 974 kN beträgt und diese erst bei einem mittleren Schlupf von 0,79 mm erreicht wird. Wie zusätzlich aus dem Anhang B.5 entnommen werden kann, sind die Dehnungen der Verbunddübel bei diesem Prüfkörper verglichen mit den anderen Prüfkörpern der gleichen Serie sehr gering. Ein primäres Versagen der Betondübel und ein daraus resultierendes sekundäres Querkraftversagen kann aus diesem Grund ausgeschlossen werden. Es liegt primär ein Stegzugversagen vor, das zu einer Lastumlagerung und einer erhöhten Belastung der Verbunddübel und dem ebenfalls beobachteten und anhand der Schlupfmessung dokumentierten sekundären Betondübelversagen im Bereich zwischen dem Schubriss und dem Auflager geführt hat.

Im Gegensatz zum Verbundträger PB-30-10-3 ohne Querkraftbewehrung zeigt der Träger PB-30-10-4 mit reduziertem Stahlfasergehalt eine höhere Tragfähigkeit ($P_{max} = 567$ kN), eine bessere Duktilität und Rotationskapazität sowie eine deutliche Versagensankündigung durch die nichtlineare Schlupfzunahme auf 1,33 mm bei der Maximallast (vgl. Abbildung 6.13, rechts). Die rechnerische Momententragfähigkeit von $P = 623$ kN konnte allerdings auch bei diesem Prüfkörper nicht erreicht werden. Der Grund dafür ist die im Vergleich zum PB-30-10-1 verminderte Stahlfasermenge, die, wie bereits erwähnt, einen großen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit besitzt. Der Einfluss des Stahlfasergehalts auf die Verbunddübeltragfähigkeit ist demgegenüber nahezu vernachlässigbar. Aus den Push-Out Versuchen wurde ermittelt, dass sich die maximale Traglast bei Betonversagen und Verwendung von 0,9 Vol.-% Stahlfasern nur um 5,7% reduziert (vgl. Anhang B.5). Da die verwendete Bügel- und Längsbewehrung auch zu einer verbesserten Duktilität der Verbunddübelleiste führt, bedeutet der im Vergleich zum Verbundträger PB-30-10-3 größere Schlupf keineswegs, dass ein primäres Verbunddübelversagen vorliegt. Schon beim Versuchskörper PB-30-10-1 konnte die hohe Auslastung der Bügelbewehrung gemessen werden. Die Bügeldehnungen müssen daher beim PB-30-10-3 noch höher gewesen sein, da der Fasertraganteil an der Querkraft deutlich niedriger war. Im Anschluss an den Versuch erfolgte das Freilegen der gerissenen Bügelbewehrung im Rissbereich, was diese Annahme belegt. Für diesen Versuchskörper lag daher ebenfalls primär ein Querkraftversagen vor, das durch den Riss der Querkraftbewehrung eingeleitet wurde, weshalb auch eine bessere Vorankündigung vorhanden war als beim Verbundträger ohne Bügelbewehrung. Im Anschluss daran versagten infolge der Lastumlagerung die bereits sehr hoch ausgenutzten Betondübel.

Neben den beiden bisher beschriebenen Trägern versagte auch der PB-46-10-1 sehr spröde mit einer geringen Rotationskapazität und auch bei diesem Träger weist die Rissbildung auf ein Querkraftversagen hin. Allerdings erreichte dieser Verbundträger im Gegensatz zu den anderen beiden mit einer Maximallast von 955 kN die rechnerisch aus der Biegung erwartete Bruchlast von 959 kN nahezu. Die theoretische Querkrafttragfähigkeit lag mit 1023 kN oberhalb der Momententragfähigkeit. Entsprechend konnte bei diesem Versuchskörper auch ein Fließen der externen Bewehrung

gemessen werden. Dies und der Schlupf, der bei der Maximallast 1,70 mm betrug, weisen auf ein Betondübelversagen hin. Allerdings konnten mit Hilfe der optischen Messung bereits bei einer Belastung von 480 kN Schubriss im Steg festgestellt werden, die teilweise in der Mitte des Steges begannen, wie den Hauptformänderungen in Abbildung 6.18 (links) entnommen werden kann. Die Darstellungen der Rissbilder bei anderen Lastniveaus finden sich in Anhang B.6.

In der rechten Darstellung von Abbildung 6.18 ist die zeitliche Entwicklung der Bügeldehnungen für die beiden am höchsten beanspruchten Bügel 6 und 8 sowie der Schlupf in den Schnitten L (SL) und A (SA) dargestellt. Das Diagramm beginnt bei 120 Minuten Versuchsdauer und einer Last von 675 kN. Nach 140 Minuten wird eine Last von 900 kN erreicht, ab der die Dehnungen in Bügel 8 und der Schlupf nun deutlich stärker anwachsen. Dabei nimmt die Dehnung schneller zu und erreicht früher, nämlich bei der maximalen Versuchslast, ihren Höchstwert. Der steile Abfall ist auf ein Versagen der Bügelbewehrung 8 zurückzuführen, woraufhin der Schlupf noch einmal deutlich ansteigt. Die Auswertung zeigt, dass auch bei diesem Verbundträger, der die erwartete Biegetragfähigkeit fast erreichte, offensichtlich ein primäres Querkraftversagen vorlag. Dieses erfolgt jedoch nahezu gleichzeitig mit dem sekundären Versagen der Betondübel.

Die Ergebnisse dieser drei Verbundträgersversuche belegen, dass sich das Modell von *Thiemicke* [Thi15] unter Beachtung der in Anhang B.4 beschriebenen Modifikationen zum Einsatz bei schlanken Verbundträgern mit externer Bewehrung eignet. Vor allem der Ansatz der externen Bewehrung als Längsbewehrung unter Berücksichtigung des Verdübelungsgrades η ist hierbei erforderlich und mechanisch sinnvoll. Zusätzlich ist festzustellen, dass bei diesen Versuchskörpern die Einflüsse der Bügelbewehrung, der Stahlfasern und der Betonsteghöhe auf die Querkrafttragfähigkeit qualitativ korrekt erfasst werden konnten.

Der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit V_{Rd} ergibt sich daher nach Gleichung (6.2). Dazu werden die Einzelanteile, die sich aus den Traganteilen des Betons $V_{Rd,c}$, der Querkraftbewehrung $V_{Rd,s}$ und der Stahlfasern $V_{Rd,f}$ zusammensetzen, durch die Berücksichtigung von charakteristischen Festigkeiten und Teilsicherheitsbeiwerten vom Mittelwertniveau, das den Gleichungen in Anhang B.4 zu Grunde liegt, auf das Bemessungsniveau gebracht.

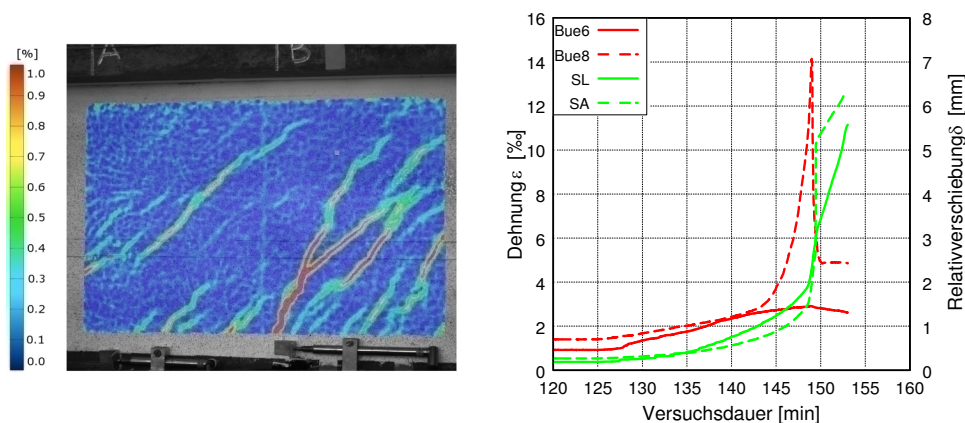


Abbildung 6.18: Darstellung des Rissbilds bei einer Last von 480 kN (links) sowie Entwicklung von Bügeldehnungen und Schlupf am Versuchsende (rechts) für PB-46-10-1

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} + V_{Rd,f} \quad (6.2)$$

mit:

$$V_{Rd,c} = \left[\frac{0,15}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_{l,a} \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,12 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot t_c \cdot d \quad (6.3)$$

$$V_{Rd,s} = a_{sw} \cdot f_{yd,sw} \cdot z \cdot \cot \theta \quad (6.4)$$

$$V_{Rd,f} = \sigma_{cf0d} \cdot b_w \cdot z \cdot \cot \theta \quad (6.5)$$

$$\sigma_{cf0d} = \alpha_{cf} \cdot \frac{\sigma_{cf0k}}{\gamma_{cf}} \quad (6.6)$$

Die Gleichungen (6.2) bis (6.5) sind identisch zu denjenigen, die im aktuellen Entwurf der UHPC-Richtlinie des DAfStb [DAf17e] enthalten sind. Dort wird die Faserwirksamkeit σ_{cf0k} lediglich als zentrische Nachrisszugfestigkeit f_{cfik} bezeichnet. Der charakteristische Wert der Faserwirksamkeit σ_{cf0k} kann nach [Leu07] mit 70% des Mittelwerts σ_{cf0m} , der sich z.B. nach Gleichung (2.3) berechnen lässt, abgeschätzt werden. Es wird empfohlen, diesen durch Versuchsergebnisse zu verifizieren. Die Berechnung des Bemessungswertes der Faserwirksamkeit bzw. der Nachrisszugfestigkeit σ_{cf0d} erfolgt in Gleichung (6.6) wie in [DAf17e] vorgeschlagen. Die Berücksichtigung von Langzeitauswirkungen auf die zentrische Zugfestigkeit erfolgt über den Beiwert $\alpha_{cf} = 0,85$ und der Teilsicherheitsbeiwert beträgt $\gamma_{cf} = 1,25$. Der Längsbewehrungsgrad $\rho_{l,a}$ der externen Bewehrung wird als Quotient aus der wirksamen Fläche ($\eta \cdot A_a$) der externen Bewehrung unter Berücksichtigung des Verdübelungsgrades und der Stegfläche des UHPC ($t_c \cdot h_c$) ermittelt. In Anlehnung an [DAf17e] sollte dieser Wert auf 0,06 begrenzt bleiben. Der innere Hebelarm z kann entweder der Biegebemessung entnommen werden oder auf der sicheren Seite liegend über $0,9d$ abgeschätzt. Der Druckstrebenwinkel θ wird nach [Thi15] und [DAf17e] für nicht vorgespannte Bauteile mit 40° angenommen. Die übrigen Parameter sind im Anhang B.4 ausführlich erläutert. Diese entsprechen denen für Normalbeton. Der Einfluss einer Normalspannung σ_{cp} im Querschnitt wurde in dieser Arbeit nicht gesondert untersucht. Speziell für den Fall einer Zugkraft sollten weitere Untersuchungen erfolgen, um den oben beschriebenen Ansatz abzusichern

6.4.3 Ermittlung der Verbunddübeltragfähigkeit

Die Maximallast wurde bei allen teilverdübelt Verbundträgern durch das primäre Versagen der Verbunddübel begrenzt, da ein reines Biegeversagen nur bei vollverdübelt Trägern auftreten kann und die Querkrafttragfähigkeit der vorliegenden Träger stets höher war als die nach der Teilverbundtheorie ermittelte Biegetragfähigkeit. Das Versagen der Serien 1 und 2 mit $t_{CL} = 3 \text{ mm}$ bzw. $t_{CL} = 5 \text{ mm}$ sowie der Verbundträger PB-30-10-2 und PB-46-3-1 erfolgte daher bei allen Verbundträgern sehr ähnlich. Wie in Abschnitt 6.3.2 beschrieben wurde, kam es bei diesen Versuchskörpern immer zu einem Versagen der Verbunddübel, bei dem die Stahldübel ihre Streckgrenze überschritten, wodurch es zu plastischen Deformationen kam. Das duktile Tragverhalten führte zu einer hohen Rotationskapazität, die durch die im UHPC-Steg entstehenden Biege- oder Biegeschubrisse begrenzt wurde (sekundärer Versagensmechanismus). Nach dem Erreichen der Schubtragfähigkeit und dem Fließen der

Verbunddübelreihe konnte keine weitere Kraft in die externe Bewehrung übertragen werden und der Schlupf zwischen Stahl und Bewehrung nahm infolge der plastischen Deformationen zu, wodurch es zu großen Verformungen und schließlich zur Rissbildung im Steg kam. Es ist anzumerken, dass besonders bei den Verbundträgern mit Teilverdübelung eine Beeinflussung der Schlupfmessungen durch die Rissbildung zu beobachten war. Die Rissbildung trat zwar zumeist nur im mittleren Trägerbereich auf, jedoch bildeten sich bei der maximalen Traglast auch größere Risse in den äußeren Trägerbereichen. Im linearen Bereich der Last-Verformungskurve stimmen die Ergebnisse der Schlupfmessungen noch mit den Ergebnissen der Push-Out Versuche überein und auch im weiteren Versuchsverlauf kann anhand der Messungen festgestellt werden, welche Stahldübel maßgeblich an der Lastabtragung beteiligt sind.

Die externe Bewehrung wurde bei den teilverdübelt Verbundträgern nicht ausgenutzt und die Rissbilder zeigen, dass sich gegen Versuchsende immer ein steiler Riss mit einem Winkel von mehr als 45° öffnete, der zur Lasteinleitungsstelle ausgerichtet war. Nach dem Ausbilden dieses deutlichen Risses schob sich der UHPC insgesamt als Block nach außen, wodurch die ersten Dübel neben dem Riss in der Regel am höchsten beansprucht wurden. Je dünner die Verbunddübelreihe war, desto gleichmäßiger war auch die Belastung der Stahldübel und der gemessene Schlupf über die Trägerlänge (vgl. Abschnitt 6.3.2 und Anhang B.5). Dies konnte auch nach Versuchsende durch das Freilegen der Stahldübel beobachtet werden. In Abbildung 6.19 ist im oberen Bild für PB-30-3-2 zu erkennen, dass der Riss von der Mitte des Dübels 8 ausging, wodurch dieser Dübel kaum deformiert war, während die folgenden Stahldübel 5 bis 7 die größten Verformungen aufwiesen. Bei diesen Stahldübeln konnte auch die aus dem Push-Out Versuch bekannte Verformung beobachtet werden, die durch die Einspannung des Dübelkopfs in den UHPC verursacht wurde. Die weiter außen liegenden Stahldübel 1 bis 4 wiesen jedoch ebenfalls deutliche Verformungen auf. Während die Verformungen der Stahldübel von PB-30-5-1 nahezu identisch zu denen von PB-30-3-2 waren, zeigten sich beim Freilegen der Stahldübel von Versuchskörper PB-30-5-3 deutlich größere Schädigungen der Betondübel und kleinere Verformungen der Stahldübel (vgl. Abbildung 6.19, Mitte bzw. unten). Da der Verbundträger PB-30-5-3 keine Längs- und Bügelbewehrung besaß, kam es infolge der Hauptzugbeanspruchung im Steg des Trägers zu einer Rissbildung, wodurch die Stahldübel nicht mehr vollständig in den UHPC eingespannt waren und ungünstiger beansprucht wurden.

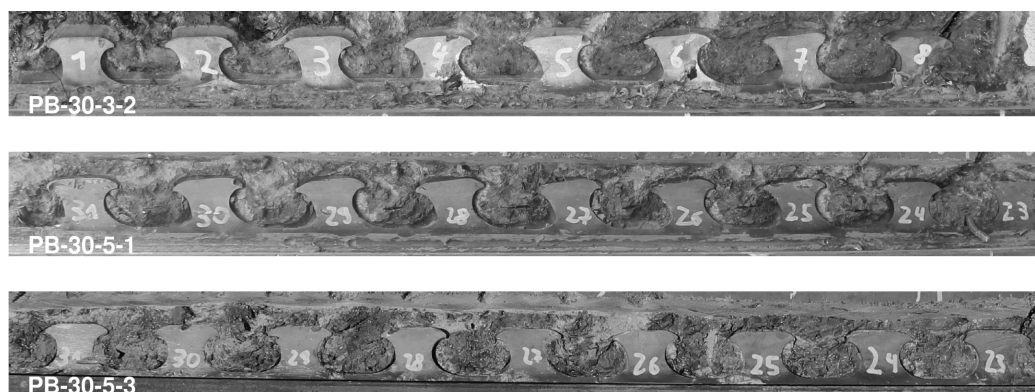


Abbildung 6.19: Vergleich der Stahldübelverformungen der Verbundträger PB-30-3-2 (oben), PB-30-5-1 (Mitte) und PB-30-5-3 (unten)

Die erreichte Traglast von PB-30-5-3 betrug mit $P = 325 \text{ kN}$ nur 80 % der erwarteten $P_{m,M} = 406 \text{ kN}$ und war deutlich geringer als die des bewehrten Körpers PB-30-5-1 (vgl. Tabelle 6-2). Dies zeigt, dass die Interaktion zwischen globaler und lokaler Beanspruchung bei Versuchskörpern ohne Bewehrung im Verbundträger zu berücksichtigen ist. Beim Verbundträger PB-30-3-2 ohne Bewehrung trat zwar ein ausgeprägtes Stahldübelversagen auf, allerdings konnte auch bei diesem die theoretische Momententragfähigkeit bei Weitem nicht erreicht werden. Für die übrigen Verbundträger mit teilweiser Verdübelung und konventioneller Bewehrung gab es hingegen keine oder nur geringfügige Unterschreitungen der theoretischen Momententragfähigkeiten.

Die Verbunddübelleiste zeigte bei Stahldübelversagen in den Versuchen eine sehr gute Duktilität bzw. Rotationskapazität und die in den Push-Out Versuchen ermittelte Tragfähigkeit konnte trotz der vorhandenen Biege- und Schubrisse erreicht werden, sofern Betonstahlbewehrung verwendet wurde. Hierdurch zeigt sich auch, dass die mit Hilfe der Push-Out Versuche ermittelten Traglasten die Schubtragfähigkeit der Verbunddübelleisten nicht überschätzen, sondern korrekt wiedergeben. Der im Rahmen der Push-Out Versuche gewählte Versuchsaufbau mit der exzentrischen Lagerung wirkt sich ebenfalls nicht maßgebend auf die ermittelte Schubtragfähigkeit der Verbunddübelleiste aus. Ein Betondübelversagen konnte bei den Verbundträgeruntersuchungen mit teilweiser Verdübelung, wie zu erwarten, nicht beobachtet werden.

Die Momententragfähigkeit der schlanken Verbundträger kann prinzipiell nach Gleichung (6.1) berechnet werden. Es muss dabei jedoch der Verdübelungsgrad η berücksichtigt werden. Der Bemessungswert M_{Rd} bei teilweiser Verdübelung ergibt sich nach Gleichung (6.7). Bei Verwendung von Betonstahlbewehrung braucht die Interaktion der globalen und lokalen Zugbeanspruchungen im UHPC-Steg nicht beachtet zu werden. Zusätzlich stellt sich dann auch bei 10 mm dicken Verbunddübelleisten eine Mindestduktilität ein. Ohne Betonstahlbewehrung liegt eine Interaktion vor. Diese reduzierte die Tragfähigkeit der Verbunddübelleisten im Versuch um bis zu 20 %. Allerdings wurde die Interaktion nur bei zwei Versuchskörpern beobachtet, weshalb weitere Untersuchungen erforderlich sind, um diesen Effekt genauer zu erforschen.

$$M_{Rd} = \frac{A_a \cdot f_{yk,a}}{\gamma_{M0}} \cdot z \cdot \eta \quad (6.7)$$

6.4.4 Besonderheiten bei Verbundträgern mit externer Bewehrung

Analogie zum Betonstahl

Wie die Dehnungsmessungen an der externen Bewehrung zeigen, wird diese bei Verbundträgern mit teilweiser Verdübelung nicht ausgenutzt. Dies liegt daran, dass hier der Momententraganteil des Stahls im Gegensatz zu dem von konventionellen und filigranen Verbundträgern vernachlässigbar klein ist und es nicht zur Bildung einer zweiten Nulllinie im Querschnitt kommt. Die externe Bewehrung wird daher wie eine Betonstahlbewehrung nur auf Zug beansprucht. Deshalb weist das Trag- und Versagensverhalten von Verbundträgern mit externer Bewehrung eine deutliche Analogie zu demjenigen von üblichen Stahlbetonträgern auf. Das beim Verbundträger PB-30-10-1 beobachtete Biegeversagen entspricht bei Stahlbetonträgern beispielsweise dem Biegeversagen mit Fließen der Längsbewehrung in Feldmitte. Die Querkrafttragfähigkeit der eigenen Versuchsträger kann ebenfalls mit Hilfe von Ansätzen er-

mittelt werden, die für Balken aus UHPC mit Stabstahlbewehrung entwickelt wurden. Auch das Verbundfugenversagen, das bei den Verbundträgern mit einem Verdübelungsgrad von weniger als 100 % auftrat, ist aus dem Stahlbetonbau bekannt. Hierbei handelt es sich dann um ein Verbundversagen zwischen der Längsbewehrung aus Betonstahl und dem umgebenden Beton. Dieses Verankerungsversagen der Bewehrung führt sowohl in Stahlbetonträgern als auch in den Verbundträgern zur Biegeschubbrissbildung als sekundärem Versagensmechanismus. Da bei Stahlbetonquerschnitten der Verbund durch die Betonstahlrippen und die Vorgabe der Betondeckung immer gegeben ist, resultiert das Verankerungsversagen dort in der Regel aus einer ungenügenden Verankerung der Bewehrung über dem Auflager.

Neben einer ausreichenden Verankerung am Endauflager muss bei den Verbundträgern mit externer Bewehrung auch der Momentendeckung eine besondere Beachtung geschenkt werden. Diese ist selbst bei voller Verdübelung in Feldmitte aufgrund der äquidistanten Verteilung der Verbundmittel nicht über die gesamte Trägerlänge gegeben und sollte daher immer explizit nachgewiesen werden. Ansonsten besteht die Gefahr, dass es zu einem Querschnittsversagen außerhalb des Bereichs der maximalen Momentenbeanspruchung kommen kann, wie in Abschnitt 2.5.3 gezeigt wurde (vgl. Abbildung 2.39). Dies bedeutet auch, dass der Verdübelungsgrad in der Trägermitte i.d.R. deutlich über 100 % liegen muss. Bei konventionellen und filigranen Verbundträgern ist eine Überprüfung der Momentendeckung nicht erforderlich, da diese durch den Momentenraganteil des Stahls und den definierten Mindestverdübelungsgrad sichergestellt wird. Der Mindestverdübelungsgrad verhindert bei diesen Trägern auch, dass es bei Teilverdübelung zur Überschreitung der Verformungskapazität der Verbundmittel durch den mit abnehmenden Verdübelungsgrad zunehmenden Schlupf kommt. Da für die Verbundträger mit externer Bewehrung die Momentendeckung jedoch explizit nachgewiesen werden muss, kommt es hier nur zu elastischen Verformungen der Stahldübel. Das Konzept des Mindestverdübelungsgrades kann auf Verbundträger mit externer Bewehrung also nicht angewendet werden.

Verdübelungsgrad

Eine teilweise Verdübelung bedeutet bei Verbundträgern mit externer Bewehrung deswegen nur, dass die Verbunddübelleisten vor der externen Bewehrung, also dem außen liegenden Stahlflansch die Streckgrenze erreichen oder die Tragfähigkeit bei Spaltbeanspruchung überschritten wird. Die externe Bewehrung wird bei Teilverdübelung daher nicht ausgenutzt und bietet sich in wirtschaftlicher Hinsicht nicht an. Gleichzeitig ist das Trag- und Verformungsverhalten günstiger, wenn der außen liegende Stahlflansch zuerst die Streckgrenze erreicht, da die Verbundfuge im Gebrauchszustand dann nur geringen Schlupf aufweist und eine sehr gute Duktilität im Grenzzustand der Tragfähigkeit vorliegt, wenn es zu einem Biegeversagen kommt. Kommen Schweißprofile zum Einsatz, lässt sich der Versagensmechanismus leicht einstellen und es sollte immer eine volle Verdübelung gewählt werden.

Das bei konventionellen Verbundträgern häufig zulässige Einschneiden der Schubkraftdeckungslinie ist für Verbundträger mit externer Bewehrung nur zulässig, wenn eine volle Verdübelung vorliegt und das Stahlversagen das maßgebende Versagenkriterium ist. In diesem Fall kann ein Einschneiden von 10 % zugelassen werden. Auch wenn bei Stahlversagen nicht immer die vom Eurocode 4 [DIN10c] geforderte Verformungsfähigkeit der Verbundmittel erreicht wird, ist dieses Einschneiden zulässig, da nach [Bod87] dieser Wert sogar für starre Blockdübel verwendet werden kann.

Die Ermittlung des Verlaufs der Längsschubkraft sollte immer nach der Elastizitätstheorie ohne Umlagerung und unter Berücksichtigung der zu erwarteten Rissbildung im Beton erfolgen. Gleichzeitig sollte die Verbunddübelleiste auch hinter dem Auflager verankert sein, wodurch das aus dem Stahlbetonbau bekannte Versatzmaß konstruktiv berücksichtigt wird und die Momentendeckung direkt neben dem Auflager gewährleistet wird.

Unabhängig davon, ob eine teilweise oder vollständige Verdübelung gewählt wird, liegt bei Verwendung von Betonstahlbewehrung und unter Beachtung der konstruktiven Randbedingungen in Abschnitt 5.6.4 eine Mindestduktilität der Verbundfuge vor, die es erlaubt, lokale Schubkraftspitzen beispielsweise infolge Einzellasten und bei Querschnittsänderungen abzubauen.

Rissbildung

Die Begrenzung der Rissbildung bedarf bei Verbundträgern mit externer Bewehrung einer besonderen Beachtung, da im Gegensatz zu konventionellen Verbundträgern der Betonsteg in der Zugzone liegt, wodurch es bereits zur Rissbildung unter Gebrauchslasten kommen kann. Aufgrund des extern liegenden Flansches, werden die Rissbreiten nur durch die konstruktive Betonstahlbewehrung im Steg sowie durch die lokalen Stahldübel der Verbunddübelleiste begrenzt. Die Stahldübel wirken jedoch hinsichtlich der Rissbildung nicht kontinuierlich über die gesamte Trägerlänge, weshalb die rissbegrenzende Wirkung beschränkt ist und mit Rissen gerechnet werden muss, die dem Abstand der Stahldübel entsprechen. Bei den schlanken Verbundträgern aus UHPC ist diese Rissbildung besonders gut am Versuchskörper PB-30-10-2 in Abbildung 6.14 zu erkennen. Hier konnte beobachtet werden, dass sich die Risse im Bereich der Stahldübel (geschwächter Querschnitt) konzentrieren. Weitergehende Untersuchungen zur Begrenzung der Rissbreiten an Verbundträgern mit externer Bewehrung wurden im Rahmen dieser Arbeit nicht durchgeführt. Der Vergleich der Rissbilder bei den Verbundträgern PB-30-5-1 und PB-30-5-3 zeigt jedoch den Einfluss der Bewehrung (gemeinsame Bügel- und Längsbewehrung) deutlich auf. Es sollte daher in Verbundträgern mit externer Bewehrung zur besseren Rissverteilung immer eine zusätzliche interne Längsbewehrung vorgesehen werden, solange noch keine detaillierteren Untersuchungsergebnisse zur Beschränkung der Rissbreite von Verbundträgern mit externer Bewehrung vorliegen.

Verbunddübelleisten in Platten

Falls die Verbunddübelleisten in dünnen Platten aus UHPC (vgl. POCL 46) eingesetzt werden, kann die Bemessung der Stahltragfähigkeit nach Abschnitt 5.6.4 erfolgen. Die Duktilität ergibt sich nach den Auswertungen in Abschnitt 5.3.3 dann abhängig vom Verhältnis der Beton- und Stahlparameter. Zur Aufnahme der Spaltzugkräfte nach Abschnitt 5.5.3 muss in Analogie zu den Vorgaben in [Hei11] querlaufende Betonstahlbewehrung eingelegt werden. In [Hei11] werden auch Angaben zur Tragfähigkeit für den Versagensmechanismus des Ausstanzens in UHPC vorgestellt. Die neueren Ergebnisse von [Cla16] zur Berücksichtigung der Rissbildung auf das Ausstanzens sollten dabei ebenso beachtet werden, wie die Vorgaben hinsichtlich des Mindestverdübelungsgrades. Dieser wurde sowohl für Verbunddübelleisten mit einer geringen Duktilität als auch für filigrane Verbundträger mit einer geringen Momentenragfähigkeit des Stahls definiert.

6.5 Numerische Untersuchungen

6.5.1 Finite Elemente Modell

Die numerischen Untersuchungen der Verbundträger erfolgten ebenso wie diejenigen der Push-Out Versuche mit dem Finite Elemente Programmpaket Abaqus in der Version 6.12 [Aba12]. Als Materialmodell für den Beton wurde wiederum das Concrete Damaged Plasticity Modell verwendet. Die Grundlagen zu diesem Materialmodell und die verwendeten Grundeinstellungen können Abschnitt 4.2.1 bzw. Tabelle 4-1 entnommen werden. Die Eingangswerte für die Zug- und Druckfestigkeit sowie für den E-Modul sind in Anhang B.1 angegeben. Die Begrenzung der maximalen Zugschädigung erfolgte für alle Verbundträger auf einen Wert zwischen $d_t = 0,75$ und $d_t = 0,80$. Nur beim PB-30-10-1 wurde die maximale Zugschädigung zu $d_t = 0,50$ gewählt, um einen vorzeitigen Lastabfall infolge großer Betonschädigungen im mittleren Stegbereich mit dem maßgebenden Riss zu vermeiden.

Für den Stahl wurde, wie bei den numerischen Simulationen der Push-Out Körper auch, ein elastisch-plastisches Materialmodell mit isotroper Verfestigung nach Erreichen der Streckgrenze verwendet. Hierbei wurden für die externe Bewehrung, die Verbunddübelreihe sowie die Bewehrung im Steg und der Platte die experimentell ermittelten, vollständigen Spannungs-Dehnungsbeziehungen berücksichtigt. Die Streckgrenzen und Zugfestigkeiten sind ebenfalls in Anhang B.1 zusammengestellt. Um die Rechenlaufzeiten zu begrenzen, wurden die Modelle auf ein Viertel des Trägers vereinfacht, indem die doppelte Symmetrie ausgenutzt wurde. Eine Darstellung des FE-Modells findet sich in Abbildung 6.20. Im Bereich der nicht aktivierten Verbunddübel zwischen den Lasteinleitungspunkten wurde kein Beton modelliert, so dass dort kein Verbund vorlag.

Bei den Simulationen der Verbundträger wurden analog zu den Push-Out Körpern (vgl. Abschnitt 4.2.3) ebenfalls Kontakt- und Interaktionsbedingungen erforderlich. Die Reibungsbeiwerte zwischen der Verbunddübelreihe und dem UHPC wurden wiederum zu $\mu = 0,6$ gewählt. Die Reibung zwischen der externen Bewehrung und dem UHPC wurde bei allen Verbundträgern mit einer 10 mm dicken Verbunddübelreihe ebenfalls mit $\mu = 0,6$ und für die übrigen Verbundträger mit $\mu = 0,2$ berücksichtigt. Allen weiteren Teilsystemen wurden feste Kopplungen zugewiesen. Die Bewehrung war vollständig in den umgebenden Betonelementen eingebettet.

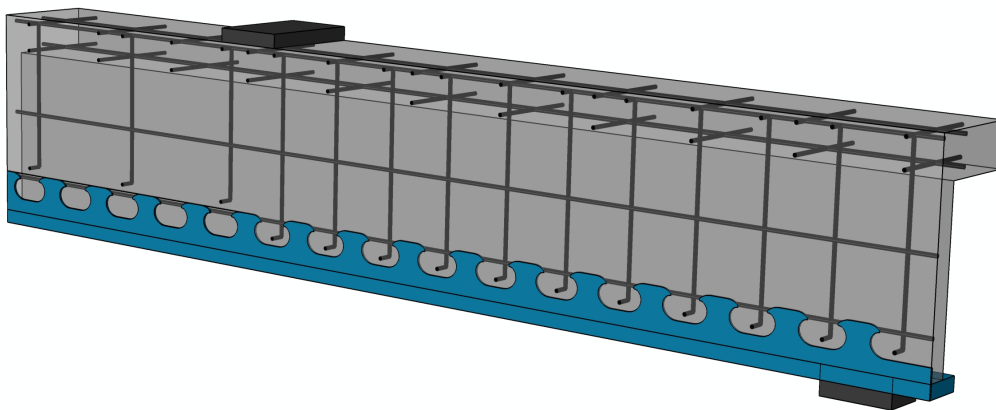


Abbildung 6.20: Finite Elemente Modell der Verbundträger unter Ausnutzung der Symmetrie

Aufgrund des nichtlinearen Materialverhaltens sowie der Kontakt- und Interaktionsbedingungen des FE-Modells wurde Abaqus/Explizit als Gleichungslöser verwendet. Die Belastung der Verbundträger erfolgte wiederum sehr langsam über die „smooth step“ Option und die Energieentwicklung im FE-Modell wurde ebenfalls überprüft, so dass ein maßgebender Einfluss dynamischer Effekte ausgeschlossen werden konnte.

Die Diskretisierung des FE-Modells kann Abbildung 6.21 entnommen werden. Auch bei diesen numerischen Simulationen wurden achtknotige, isoparametrische Kontinuums-elemente mit reduzierter Integration vom Typ C3D8R für den Beton und den Baustahl verwendet. Für die Bewehrung wurden zweidimensionale, lineare Stabelemente (Typ: T3D2) gewählt. Die globale Elementkantenlänge betrug für alle Träger 5 mm. An der Stirnseite der Verbunddübelreihe wurde diese auf die halbe Dicke des Stahldübel reduziert und das Netz auf diese Weise verdichtet. Die Elemententeilung im Bereich der Verbunddübel entsprach somit exakt derjenigen bei den Push-Out Simulationen.

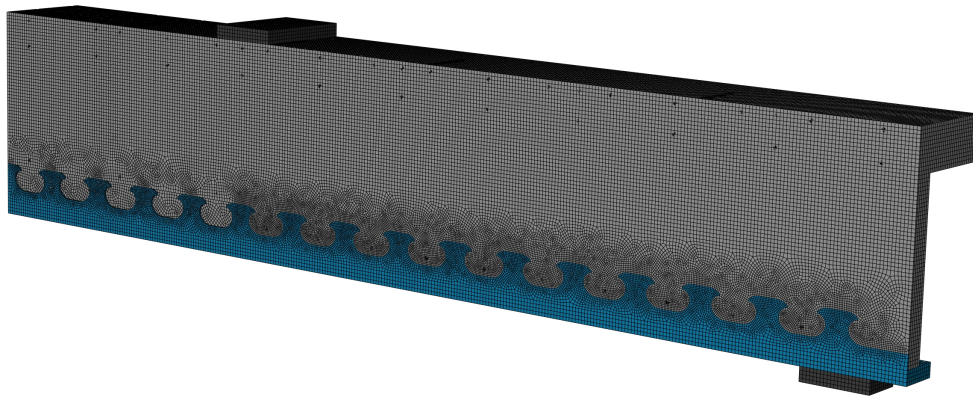


Abbildung 6.21: Globales Finite Elemente Netz bei den Verbundträgern

6.5.2 Ergebnisse der numerischen Berechnungen

Für jeden experimentellen Verbundträger erfolgte zur Validierung der numerischen Simulationen eine Berechnung mit den im vorherigen Abschnitt beschriebenen Einstellungen und Materialkennwerten. Die Lastaufbringung erfolgte vollständig weggesteuert durch die dafür vorgesehene Lasteinleitungsplatte, die auch bei den realen Versuchen vorhanden war. Die in den experimentellen Untersuchungen durchgeführte zyklische Vorbelastung und die verschiedenen Haltestufen wurden bei der numerischen Simulation nicht berücksichtigt. Der Vergleich der Last-Verformungskurven kann Abbildung 6.22 und Abbildung 6.25 entnommen werden. Die maximalen Tragfähigkeiten und die zugehörigen Durchbiegungen sind in Tabelle 6-3 zusammengefasst. Insgesamt konnten die maximalen Traglasten alle mit einer zufriedenstellenden Genauigkeit und dem passenden Versagensmechanismus numerisch abgebildet werden. Der Mittelwert des Verhältnisses zwischen Versuchslast und der numerischen Maximallast ($P_{max}/P_{max,FE}$) liegt bei $\bar{x} = 1,01$ und der Variationskoeffizient beträgt $v = 0,06$. Zwar zeigt der Vergleich der Mittendurchbiegungen und der gemessenen Last-Verformungskurven, dass die Verformungen nicht so gut zueinander passen wie die Tragfähigkeiten, aber der qualitative Verlauf stimmt bei den meisten Berechnungen ebenfalls mit dem realen Verbundträgerverhalten überein.

Tabelle 6-3: Übersicht der FE-Simulationen der Verbundträgerversuche

| Verbundträger | Versuchsergebnisse | | numerische Ergebnisse | | |
|---------------|------------------------------------|---|---------------------------------------|--|-----------------------------|
| | maximale Last P_{max} [kN] | Durchbiegung δ_{VM} bei P_{max} [mm] | maximale Last $P_{max,FE}$ [kN] | Durchbiegung δ_{VM} bei $P_{max,FE}$ [mm] | $P_{max}/P_{max,FE}$ [-] |
| PB-30-3-1 | 328,6 | 34,7 | 337,3 | 31,3 | 0,97 |
| PB-30-3-2 | 226,0 | 20,5 | 248,1 | 16,5 | 0,91 |
| PB-30-3-3 | 208,0 | 19,1 | 190,9 | 17,7 | 1,09 |
| PB-30-5-1 | 413,4 | 23,5 | 393,1 | 21,4 | 1,05 |
| PB-30-5-2 | 393,1 | 26,9 | 357,9 | 21,7 | 1,10 |
| PB-30-5-3 | 325,3 | 16,1 | 334,2 | 15,6 | 0,97 |
| PB-30-10-1 | 675,0 | 94,0 | 646,6 | 28,9 | 1,04 |
| PB-30-10-2 | 467,0 | 22,5 | 459,3 | 24,8 | 1,02 |
| PB-30-10-3 | 455,0 | 12,6 | 474,1 | 14,3 | 0,96 |
| PB-30-10-4 | 567,2 | 18,9 | 549,1 | 26,9 | 1,03 |
| PB-46-3-1 | 513,0 | 17,6 | 554,9 | 15,4 | 0,92 |
| PB-46-10-1 | 955,2 | 15,1 | 969,1 | 19,6 | 0,99 |

Der Verlauf der Last-Verformungskurven aus der numerischen Simulation ist für die Verbundträger der Serien 1 und 2 mit 3 mm und 5 mm dicken Verbunddübelleisten nahezu identisch zum im Versuch beobachteten Verhalten (vgl. Abbildung 6.22). Alle nachgerechneten Verbundträger zeigten dabei ein sehr ähnliches Verhalten, weshalb genauere Auswertungen stellvertretend nur für den Verbundträger PB-30-3-1 erfolgen. Die FE-Berechnungen bestätigen, dass ein Versagen der Verbunddübelleiste als maßgebendes Versagenskriterium bei den teilverdübelten Trägern vorliegt. Die ersten Stahldübel erreichen die Streckgrenze bereits bei einer Last von 125 kN. Dabei erfolgt die Belastung über die Trägerlänge sehr gleichmäßig, wie der Auswertung der plastischen Dehnungen für den Stahl in Abbildung 6.23 entnommen werden kann. In dieser Darstellung sind die Bereiche, in denen die Spannung oberhalb der Streckgrenze liegt, blau eingefärbt und diejenigen, bei denen die Zugfestigkeit überschritten wird, sind rot dargestellt. Das Abflachen der Last-Verformungskurve ab etwa 225 kN tritt auf, sobald die Stahldübel über die gesamte Breite fließen. Bei der Maximallast haben die ersten Stahldübel dann ihre Zugfestigkeit bereits über die gesamte Breite überschritten, weshalb die Traglast langsam abfällt.

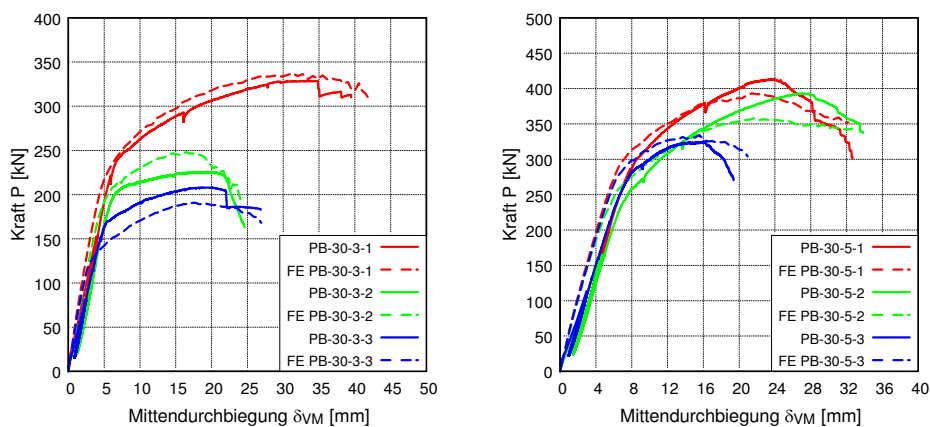


Abbildung 6.22: Vergleich der Last-Verformungskurven von Verbundträgern der Serie 1 (links) und Serie 2 (rechts) mit den Ergebnissen der FE-Simulationen

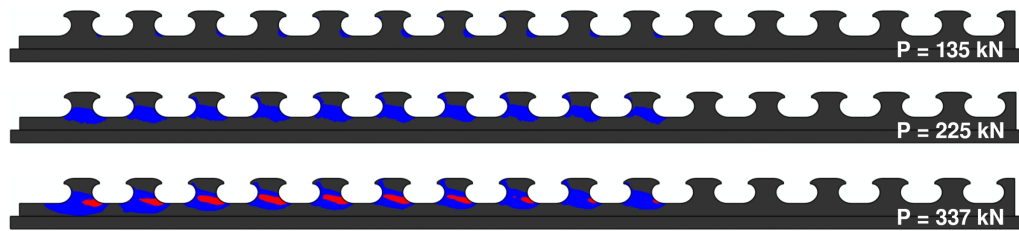


Abbildung 6.23: Plastische Dehnungen der Verbunddübelleiste beim PB-30-3-1

Der Stahlflansch, also die externe Bewehrung, weist, wie aus Abbildung 6.23 ersichtlich ist, im Gegensatz zur Verbunddübelleiste zu keinem Zeitpunkt Spannungen oberhalb der Streckgrenze auf. Die maximale Traglast der Verbundträger mit Teilverdübelung wird auch nicht maßgebend durch die Betonschädigungen beeinflusst, da diese erst ab der Höchstlast, mit zunehmender Deformation der Stahldübel und Relativverschiebung zwischen UHPC und Stahl, sichtbar anwachsen. Abbildung 6.24 zeigt den Vergleich der Rissbildung im Versuch und in der numerischen Simulation. Es ist zu erkennen, dass die Betonschädigungen eher im mittleren Bereich des Trägers auftreten und die Lage und Neigung der Betonschädigung gut mit dem aufgenommenen, tatsächlichen Rissbild übereinstimmen.

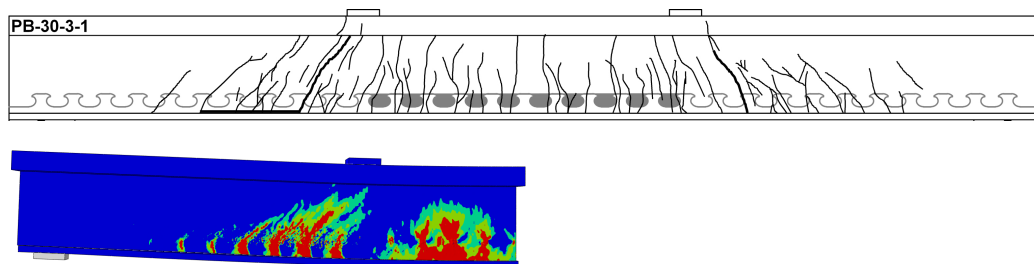


Abbildung 6.24: Vergleich der Rissbildung im Versuch mit der im FE-Modell beim PB-30-3-1

Für die Serien 3 und 4 konnten die Last-Verformungskurven der Verbundträger mit teilweiser Verdübelung ebenfalls sehr gut nachgerechnet werden, wohingegen es beim eher spröden Querkraftversagen hinsichtlich des Kurvenverlaufs zu Abweichungen kam (vgl. Abbildung 6.25). Die maximalen Traglasten der FE-Berechnung stimmten jedoch auch für diese Verbundträger gut mit den experimentellen überein.

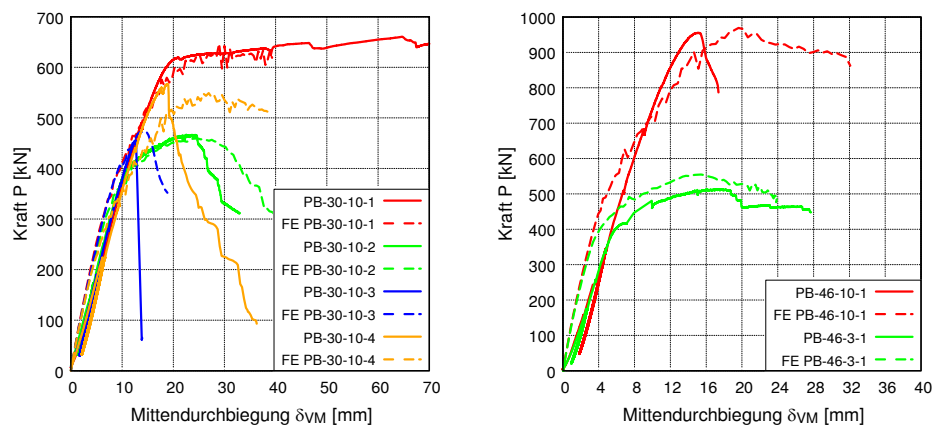


Abbildung 6.25: Vergleich der Last-Verformungskurven von Verbundträgern der Serie 3 (links) und Serie 4 (rechts) mit den Ergebnissen der FE-Simulationen

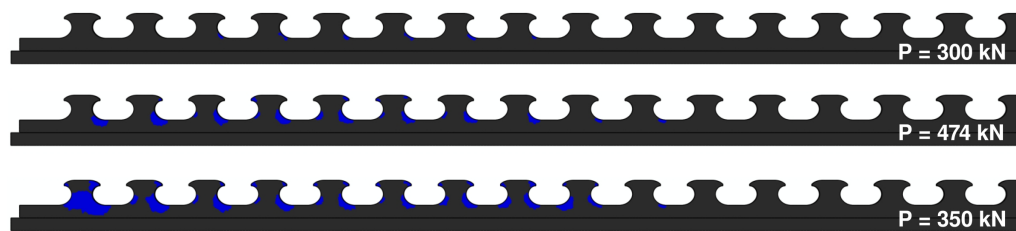


Abbildung 6.26: Plastische Dehnungen der Verbunddübelleiste beim PB-30-10-3

Beispielhaft für das Versagen der Verbundträger mit 10 mm dicker Verbunddübelleiste wurde der Träger PB-30-10-3, bei dem im Versuch ein Querkraftversagen des UHPC-Steges beobachtet wurde, genauer analysiert. Die Auswertungen der Verbunddübelleiste und der externen Bewehrung hinsichtlich der Stahlspannungen zeigen, dass die Stahldübel ab etwa 300 kN lokal die Streckgrenze überschreiten (vgl. Abbildung 6.26). Zum Zeitpunkt der maximalen Traglast der numerischen Berechnung werden die äußeren Dübel deutlich stärker beansprucht als die inneren. Allerdings sind die Überschreitungen der Streckgrenze nur lokal vorhanden, weshalb auch nur minimale Deformationen der Stahldübel vorliegen. Nach dem Schubversagen des UHPC-Steges im FE-Modell werden die äußersten Stahldübel noch einmal stärker belastet und zum Zeitpunkt des Simulationsendes bei einer Last von 350 kN fließt der außen liegende Stahldübel über die gesamte Breite. Die maximale Traglast wird bei dieser numerischen Simulation des Verbundträgers durch die großen plastischen Dehnungen im Betonsteg und die damit verbundenen Betonschädigungen begrenzt. Der Vergleich der Betonschädigungen mit dem aufgenommenen Rissbild des Verbundträgers in Abbildung 6.27 zeigt, dass im Vergleich zur Abbildung 6.24 und dem Biegeversagen in diesem Fall die Schädigung viel weiter außen im Verbundträger auftritt und nahezu keine Biegerisse in der Trägermitte vorliegen. Der Versagensmodus, das Querkraftversagen des Steges sowie die ungefähre Lage des maßgebenden Schubrisses konnte also abgebildet werden, auch wenn der genaue Verlauf der Rissbildung nicht übereinstimmt.

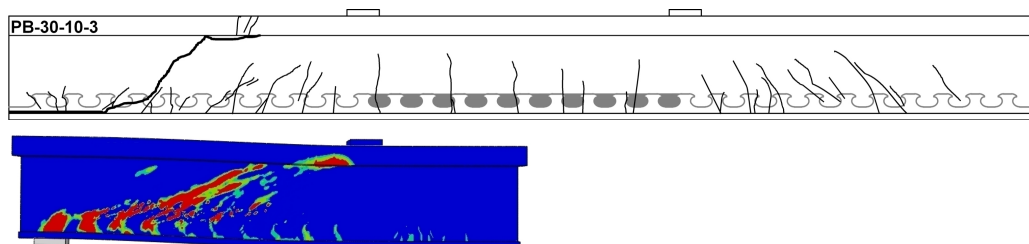


Abbildung 6.27: Vergleich der Rissbildung im Versuch mit der im FE-Modell beim PB-30-10-3

6.5.3 Schlussfolgerungen und ergänzende Parameterstudien

Die numerischen Untersuchungen der im Labor geprüften Verbundträger konnten sowohl das Tragverhalten als auch die Maximallasten sehr gut abbilden. Es wurde gezeigt, dass bei den Verbundträgern mit Leistendicken von 3 mm und 5 mm das Abflachen der Last-Verformungskurve mit dem Fließen der Stahldübel über die gesamte Breite zusammenfällt. Die Maximallast wird hingegen durch die Zugfestigkeit begrenzt. Die Belastung der Stahldübel entspricht bei den FE-Simulationen der Verbundträger derjenigen, die auch bei der Simulation der Push-Out Versuche vorlag, was zeigt, dass die Push-Out Versuche geeignet sind, um die Belastungen im Ver-

bundträger zu simulieren. Der bei den Push-Out Versuchen gewählte Versuchsaufbau mit der leicht exzentrischen Lagerung wirkt sich also nicht maßgebend auf die ermittelte Schubtragfähigkeit der Verbunddübelleiste aus. Die reduzierten Tragfähigkeiten der Verbundträger, die bei fehlender Bewehrung infolge der Interaktion zwischen globaler und lokaler Belastung zu beobachten waren, zeigen sich am deutlichsten beim PB-30-5-2. Die reduzierte Tragfähigkeit kann mit Hilfe der numerischen Simulationen auf eine größere Betonschädigung im Betondübel zurückgeführt werden, wie sie im Rahmen der Push-Out Simulationen z.B. auch bei reduzierter Betondicke, vermindertem Stahlfasergehalt oder fehlender Bewehrung vorgefunden wurde.

Zur Untersuchung des Tragverhaltens der Verbundträger bei veränderten Randbedingungen wurden Parameterstudien an den Verbundträgern PB-30-3-1 und PB-30-10-3 durchgeführt, die im Anhang B.8 dokumentiert sind. Für den Verbundträger PB-30-3-1 wurde der Einfluss der Betonstahlbewehrung, des Fasergehalts, der Stahlgüte der Verbunddübelleiste und der plastischen Normalkrafttragfähigkeit der externen Bewehrung untersucht. Bei den numerischen Simulationen ohne Betonstahlbewehrung und mit reduziertem Fasergehalt stellte sich weiterhin ein duktiler Versagen der Verbunddübelleiste ein, das allerdings aufgrund der früher eintretenden Betonschädigung sowie der damit einhergehenden Reduzierung der Schubtragfähigkeit der Verbunddübelleiste auf einem geringeren Lastniveau erfolgte. Umgekehrt resultiert aus einer höheren Stahlgüte der Verbunddübelleiste eine höhere Tragfähigkeit der Verbundträger. Die Reduktion der Stahlgüte der externen Bewehrung führt dazu, dass die externe Bewehrung ebenfalls fließt und die Traglast durch das stärkere Biegeversagen sogar geringfügig gesteigert werden kann. Wird die Simulation gleichzeitig noch mit einer 10 mm dicken externen Bewehrung durchgeführt, so führt dies zu einem Versagen, das sehr duktil ist und sich durch das gleichzeitige Fließen der Verbunddübel und der externen Bewehrung auszeichnet. Aufgrund des verminderten Hebelarms und der kleineren plastischen Normalkrafttragfähigkeit der externen Bewehrung ist die maximale Tragfähigkeit dann allerdings geringer.

Beim Verbundträger PB-30-10-3 mit Querkraftversagen wurde die Parameterstudie auf die Variation der externen Bewehrung beschränkt. Diese wurde in der Stahlgüte S235, mit 10 mm Dicke sowie in zwei Varianten mit 10 mm Dicke und Stahlgüte S235 simuliert. Auch in diesem Fall änderte sich das Tragverhalten nicht maßgebend, wenn die externe Bewehrung mit einem Stahl der Güte S235 abgebildet wurde, da das Querkraftversagen gleichzeitig mit dem Fließen der externen Bewehrung auftrat. Allerdings reduzierte sich die plastische Normalkrafttragfähigkeit bei den Simulationen mit 10 mm dicker externer Bewehrung so weit, dass die Verbundträger, wie auch beim PB-30-10-1 beobachtet, auf Biegung in der Trägermitte versagten. Die im Anhang B.8 abgedruckten plastischen Dehnungen der Verbunddübelleiste und der externen Bewehrung zeigen das Tragverhalten deutlich.

Mit Hilfe des in Anhang B.4 vorgestellten Berechnungsverfahrens konnte sowohl das Versagensverhalten als auch die Tragfähigkeit aller Verbundträger der Parameterstudie konservativ vorhergesagt werden. Diese Parameterstudie belegt somit, dass die im Rahmen dieser Arbeit vorgestellten Ansätze zur Ermittlung der Biege- und Querkrafttragfähigkeit sowie der Tragfähigkeit der Verbundfuge auf Verbundträger mit abweichenden Randbedingungen übertragen werden können. Zusätzlich wurde noch einmal deutlich, dass sich Verbundträger mit externer Bewehrung und voller Verdübelung bei Biegeversagen sehr duktil verhalten. Die maximale Tragfähigkeit hängt dann nur noch von der aufnehmbaren Zugkraft der externen Bewehrung ab.

6.6 Ergebnisse und Schlussfolgerungen

Die Erkenntnisse der experimentellen und numerischen Untersuchungen der schlanken Verbundträger mit externer Bewehrung lassen sich folgendermaßen zusammenfassen.

- Es wurden drei Versagensmechanismen beobachtet. Bei den Verbundträgern mit voller Verdübelung tritt ein **Biegeversagen** in Trägermitte oder ein **Querkraftversagen** des UHPC-Steges auf. Die Tragfähigkeit der Verbunddübelreihe begrenzt hingegen die Maximallast bei den Verbundträgern mit teilweiser Verdübelung. Nach dem **Versagen der Verbundfuge** folgt die Biegeschubrissbildung im UHPC-Steg, die schließlich zum endgültigen Lastabfall führt.
- Die Biegetragfähigkeit kann nach Abschnitt 6.4.1 bzw. 6.4.3 berechnet werden. Die Querkrafttragfähigkeit ergibt sich nach Abschnitt 6.4.2 und die Tragfähigkeit der Verbunddübelreihe wurde in Abschnitt 5.6.4 vorgestellt.
- Der Verdübelungsgrad gibt den Anteil der plastischen Normalkraft der externen Bewehrung an, der über die Verbundfuge eingeleitet werden kann. Daher wird die externe Bewehrung nicht ausgenutzt, wenn eine teilweise Verdübelung vorliegt. Da Verbundträger mit voller Verdübelung darüber hinaus ein duktileres Tragerhalten aufweisen, ist diese zu bevorzugen.
- Infolge der zusätzlichen Belastung aus der globalen Biegebeanspruchung wurde bei den Verbundträgern ohne Betonstahlbewehrung eine um max. 20% reduzierte Schubtragfähigkeit der Verbunddübelreihe beobachtet. Daher sollte immer eine Mindestbügelbewehrung aus Betonstahl $\varnothing 6$ je Betondübel vorgesehen werden, um die Interaktion aus der lokalen und globalen Beanspruchung zu reduzieren und vernachlässigen zu können.
- Die Ermittlung des Verlaufs der Längsschubkraft sollte immer nach der Elastizitätstheorie ohne Umlagerungen und unter Berücksichtigung der zu erwartenden Rissbildung im Beton erfolgen. Ein Einschneiden der Schubkraftdeckungsline bis maximal 10% ist nur bei Verbundträgern mit voller Verdübelung zulässig, wenn eine Mindestduktilität von $\delta_{uk} = 3,5$ mm (Stahlversagen) vorliegt.
- Bei Verbundträgern mit externer Bewehrung muss die Momentendeckung über die gesamte Trägerlänge immer explizit nachgewiesen. Zusätzlich ist eine Endverankerung der externen Bewehrung erforderlich. Hierdurch kommt es nur zu elastischen Deformationen der Verbundmittel. Das Konzept eines Mindestverdübelungsgrades kann daher auf Verbundträger mit externer Bewehrung nicht übertragen werden.
- Der Rissbreitenbeschränkung muss eine besondere Aufmerksamkeit zuteilwerden, da die Hauptbewehrung außerhalb des Betonquerschnittes liegt und die Verbunddübelreihe immer nur lokal zur Begrenzung der Rissbreite beiträgt. Bis detailliertere Erkenntnisse vorliegen, sollte konstruktiv zur besseren Rissverteilung eine interne Längsbewehrung aus Betonstahl eingelegt werden.
- Die FE-Simulationen zeigen den Einfluss verschiedener Parameter auf das Tragverhalten sowie die Maximallasten der Verbundträger und bestätigen, dass die Berechnung der Tragfähigkeiten auch auf Verbundträger mit anderen Konfigurationen übertragen werden können.

6.7 Ablauf einer Verbundträgerbemessung und Anwendungsbeispiel

6.7.1 Vorgehen bei der Bemessung eines schlanken Verbundträgers

Auf Basis der in den vorherigen Abschnitten und Kapiteln dieser Arbeit beschriebenen Konstruktionsprinzipien und Bemessungsregeln können schlanke Verbundträger aus UHPC mit externer Bewehrung und den Verbunddübelleisten als Verbundmittel für den Grenzzustand der Tragfähigkeit dimensioniert werden. Das Ablaufdiagramm in Abbildung 6.28 fasst das Vorgehen bei der Bemessung eines Verbundträgers mit externer Bewehrung unter Berücksichtigung der Anwendungsgrenzen noch einmal zusammen. Nach der Überprüfung der Anwendungsvoraussetzungen wird unter der Annahme einer vollen Verdübelung die Momenten- und Querkrafttragfähigkeit nachgewiesen. Wenn der Querschnitt für diese Beanspruchungen dimensioniert wurde, kann der Schubkraftverlauf unter Berücksichtigung der Rissbildung ermittelt und die Verbunddübelleiste bemessen werden. Im Anschluss muss noch die Momentendeckung und die Annahme des Verdübelungsgrades überprüft werden. Bei teilweiser Verdübelung reduziert sich nach Abschnitt 6.4.2 die Wirksamkeit der externen Bewehrung, so dass die Querkrafttragfähigkeit noch einmal nachgewiesen werden muss.

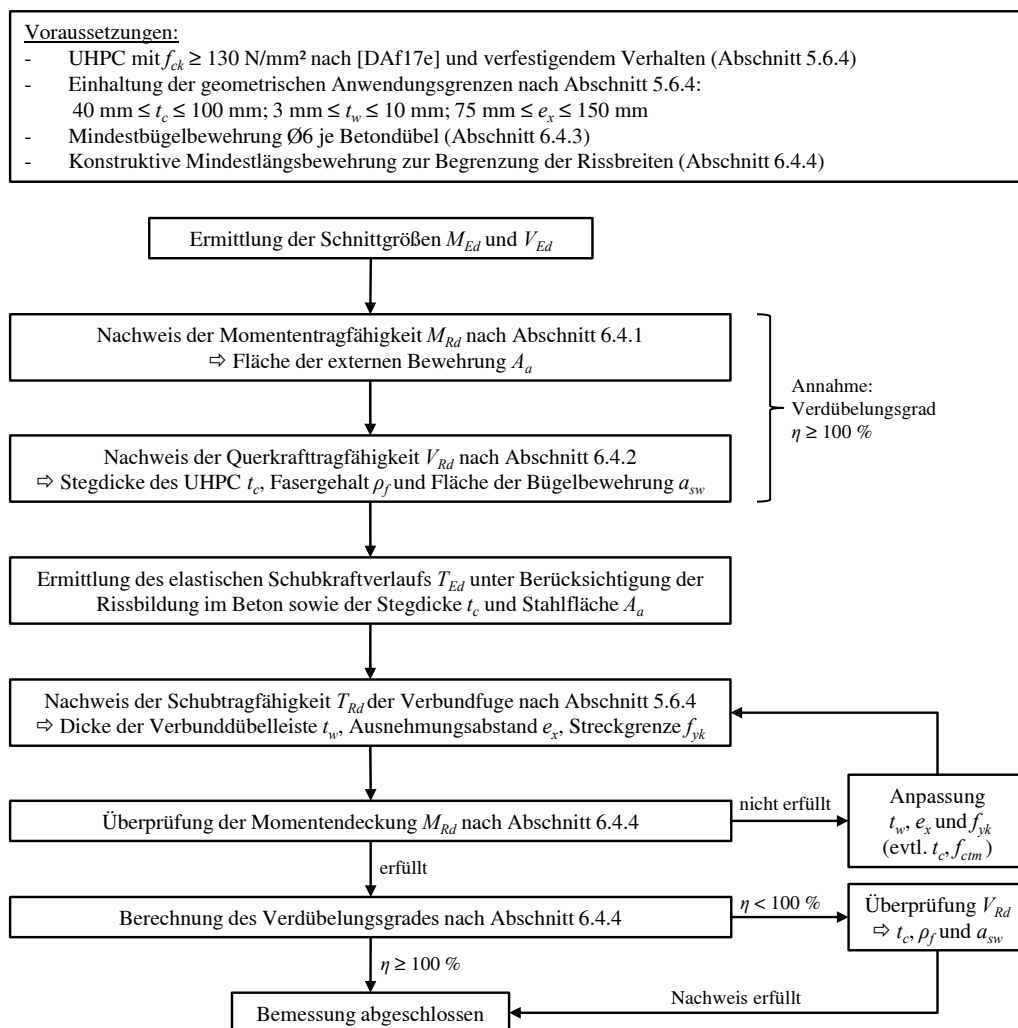


Abbildung 6.28: Ablaufdiagramm zur Bemessung von Verbundträgern aus UHPC mit Verbunddübelleisten und externer Bewehrung

6.7.2 Anwendungsbeispiel

Die im Ablaufdiagramm (Abbildung 6.28) beschriebenen Schritte für die Bemessung eines Verbundträgers aus UHPC mit externer Bewehrung werden mit Hilfe des folgenden Anwendungsbeispiels noch einmal detailliert vorgestellt. Gleichzeitig wird hierdurch die Übertragbarkeit der entwickelten Konstruktionsprinzipien und Bemessungsregeln auf reale Bauwerke überprüft.

Das Berechnungsbeispiel sieht vor, dass die Verbundträger mit 42 cm Bauhöhe bei einer kurzen Straßenbrücke mit einer Stützweite von 5,0 m nach Abbildung 6.29 eingesetzt werden sollen. Analog zu den experimentellen Versuchen (vgl. Anhang B.2) werden Bügelbewehrungen mit 1Ø6 je Betondübel und Längsbewehrungen mit 10 cm Abstand aus Betonstahl B500B vorgesehen. Die Herstellung der Verbundträger erfolgt im Werk unter Eigengewichtsverbund. Auf der Baustelle werden diese dann ohne Abstand nebeneinander verlegt. Zur Querverteilung der Lasten und Verbindung der Verbundträger untereinander kann beispielsweise eine dünne Schicht aus bewehrtem, hoch- oder ultrahochfestem Beton mit einer Dicke von 4 cm bis 7 cm dienen. Die darüber liegende Verschleißschicht wird dann durch einen Dünnbelag oder eine konventionelle Asphaltdeckschicht gebildet. Beispiele für tragende Deckschichten aus hoch- oder ultrahochfestem Beton und entsprechenden Abdichtungssystemen finden sich unter anderem in [Zem16] und [Brü17]. Da die Verbindung der Träger und die Abdichtung nicht Schwerpunkt dieser Arbeit sind, wird für die Bemessung auf der sicheren Seite liegend von einem nicht-tragenden, 20 cm dicken Aufbau ausgegangen.

Das System und die zugehörigen Einwirkungen sind in Abbildung 6.29 dargestellt. Es werden das Eigengewicht $g_{1,k}$, die beschriebene Ausbaulast $g_{2,k}$ (Dicke d_{g2}) sowie die Verkehrslasten des LM1 nach Eurocode 1 [DIN10b] und dem zugehörigen Nationalen Anhang [DIN12] berücksichtigt. Hierbei wird zwischen den Lasten der Doppelachsen Q_{TS} und den Flächenverkehrslasten q_{UDL} unterschieden, die jeweils anteilmäßig entsprechend der Plattenbreite ($b_p = 30$ cm) auf den Verbundträger einwirken.

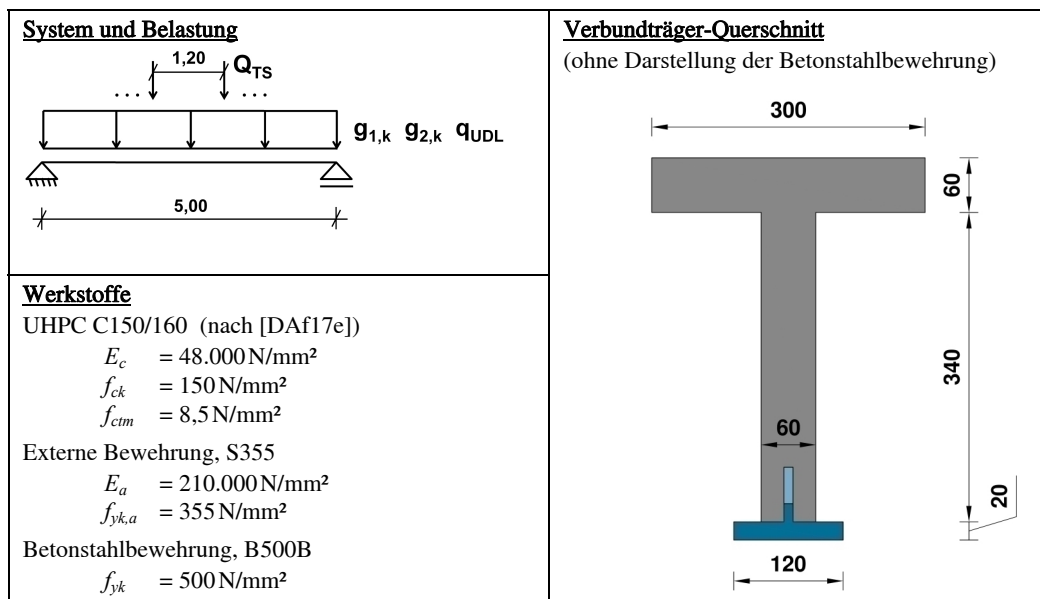


Abbildung 6.29: Statisches System mit Belastung, Querschnitt und Materialparametern eines UHPC-Verbundträgers mit externer Bewehrung und 5 m Stützweite

Ermittlung der einwirkenden Lasten

Die Eigengewichts- und Ausbaulasten sowie die anteiligen Verkehrslasten lassen sich wie folgt berechnen:

$$\begin{aligned}
 g_{1,k} &= A_c \cdot \gamma_c + A_a \cdot \gamma_a = 0,0384 \cdot 26 + 0,0024 \cdot 78,5 = 1,19 \text{ kN/m} \\
 g_{2,k} &= d_{g2} \cdot b_p \cdot \gamma_c = 0,2 \cdot 0,3 \cdot 26 = 1,56 \text{ kN/m} \\
 q_{UDL} &= b_p \cdot q_k = 0,3 \cdot 12 = 3,60 \text{ kN/m} \\
 Q_{TS} &= b_p / b_{TS} \cdot Q_{TS} = 0,3 / 0,4 \cdot 150 = 112,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Schnittgrößen

Aus den einwirkenden Lasten kann die Querkraft V_{Ed} direkt am Auflager und im Abstand von $1,0d$ ($V_{Ed;1,0d}$) sowie das maximale Biegemoment M_{Ed} ermittelt werden.

$$\begin{aligned}
 V_{Ed,g+q} &= 1,35 \cdot (1,19 + 1,56 + 3,60) \cdot 5/2 = 21,4 \text{ kN} \\
 V_{Ed,Q} &= 1,35 \cdot (112,5 + 112,5 \cdot 3,8/5) = 267,3 \text{ kN} \\
 V_{Ed} &= 21,4 + 267,3 = 288,7 \text{ kN} \\
 V_{Ed;1,0d} &= 21,4 \cdot (2,5 - 0,41)/2,5 + 1,35 \cdot 2 \cdot 112,5 \cdot 3,99/5 = 260,3 \text{ kN} \\
 M_{Ed} &= 1,35 \cdot (1,19 + 1,56 + 3,60) \cdot 5^2/8 + 1,35 \cdot 112,5 \cdot 1,9 = 315,3 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Eine Überprüfung der möglichen Laststellungen für die beiden Einzellasten zeigt, dass eine um 30 cm exzentrische Laststellung ein minimal höheres Biegemoment ($M_{Ed,max} = 320,5 \text{ kNm}$) erzeugt. Dieses wird im Weiteren jedoch vernachlässigt.

Nachweis der Momententragfähigkeit

Zur Ermittlung der Momententragfähigkeit M_{Rd} nach Gleichung (6.6) (vgl. Abschnitt 6.4.1) wird von einer vollen Verdübelung mit einem Verdübelungsgrad $\eta \geq 1,0$ ausgegangen. Die Berechnung des inneren Hebelarms z erfolgt in Anlehnung an Eurocode 4 [DIN10c] unter Berücksichtigung des Faktors 0,85 zur Umrechnung der Druckspannungen in einen rechteckigen Spannungsblock. Der Bemessungswert der Betondruckspannung f_{cd} wird nach dem Entwurf der UHPC-Richtlinie [DAf17e] ermittelt.

$$M_{Rd} = \frac{A_a \cdot f_{yk,a}}{\gamma_{M0}} \cdot z = \frac{24 \cdot 35,5}{1,0} \cdot 0,391 = 333,1 \text{ kNm}$$

mit:

$$z = d - 0,5 \cdot \left(\frac{A_a \cdot f_{yd}}{b_p \cdot 0,85 f_{cd}} \right) = 41,0 - 0,5 \cdot \left(\frac{24 \cdot 35,5}{30 \cdot 7,65} \right) = 39,14 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,9 \cdot 150}{1,5} = 90,0 \text{ N/mm}^2$$

Der Nachweis der Momententragfähigkeit ist somit erfüllt.

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{315,3}{333,1} = 0,95 < 1,0 \quad \checkmark$$

Nachweis der Querkrafttragfähigkeit

Das Vorgehen beim Nachweis der Querkrafttragfähigkeit der Verbundträger wurde in Abschnitt 6.4.2 beschrieben. Dieses basiert auf [Thi15] und [DAf17e]. Der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit V_{Rd} ergibt sich nach Gleichung (6.2) aus den Traganteilen des Betons $V_{Rd,c}$, der Querkraftbewehrung $V_{Rd,s}$ und der Stahlfasern $V_{Rd,f}$.

Um den Traganteil der Stahlfasern $V_{Rd,f}$ bestimmen zu können, ist die Kenntnis der charakteristischen Faserwirksamkeit σ_{cf0k} erforderlich. Nach [Leu07] kann diese mit 70 % des Mittelwerts σ_{cf0m} nach Gleichung (2.3) abgeschätzt und für die mittlere Verbundspannung τ_{fm} die um 30 % erhöhte mittlere Zugfestigkeit f_{ctm} der reinen Betonmatrix verwendet werden. Die übrigen Parameter ergeben sich abhängig von der gewählten UHPC-Mischung inklusive Stahlfasern. Es soll hier ein UHPC mit 2,5 Vol.-% Stahlfasern und einer Faserschlankeheit $l_f/d_f = 9 \text{ mm}/0,15 \text{ mm}$ zur Anwendung kommen. Die Beiwerte zur Faserorientierung ($\eta = 0,5$) und Faserwirksamkeit ($g = 1,0$) werden auf Basis der eigenen Untersuchungen der Faserorientierung in Abschnitt 3.6.2 abgeschätzt.

Der Druckstrebenwinkel θ wird nach [Thi15] und [DAf17e] für nicht vorgespannte Bauteile mit 40° angenommen ($\cot \theta = 1,2$) und der Längsbewehrungsgrad $\rho_{l,a}$ wird nach [DAf17e] auf 6 % begrenzt. Es liegt keine Normalspannung σ_{cp} im Querschnitt vor, weshalb die Querkrafttragfähigkeit ohne weitere Überlegungen wie folgt ermittelt werden kann.

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} + V_{Rd,f} = 40,3 + 115,3 + 111,0 = 266,6 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= \left[\frac{0,15}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_{l,a} \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,12 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot t_c \cdot d \\ &= \left[\frac{0,15}{1,5} \cdot 1,7 \cdot (100 \cdot 0,06 \cdot 150)^{\frac{1}{3}} + 0,12 \cdot 0 \right] \cdot 6 \cdot 41 = 40,3 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_{Rd,s} = a_{sw} \cdot f_{yd,sw} \cdot z \cdot \cot \theta = 5,65 \cdot 43,5 \cdot 0,391 \cdot 1,2 = 115,3 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,f} = \sigma_{cf0d} \cdot b_w \cdot z \cdot \cot \theta = 0,394 \cdot 6 \cdot 39,1 \cdot 1,2 = 111,0 \text{ kN}$$

mit:

$$k = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/410} = 1,70$$

$$\rho_{l,a} = \frac{\eta \cdot A_a}{t_c \cdot h_c} = \frac{1,0 \cdot 24,0}{6,0 \cdot 34,0} = 0,12 \leq 0,06$$

$$\sigma_{cf0k} = 0,7 \cdot g \cdot \eta \cdot \rho_f \cdot \tau_{fm} \cdot \frac{l_f}{d_f} = 0,7 \cdot 1,0 \cdot 0,5 \cdot 0,025 \cdot 1,3 \cdot 8,5 \cdot \frac{9}{0,15} = 5,80 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cf0d} = \alpha_{cf} \cdot \frac{\sigma_{cf0k}}{\gamma_{cf}} = 0,85 \cdot \frac{5,80}{1,25} = 3,94 \text{ N/mm}^2$$

Der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit wird im Abstand von $1,0d$ vom Auflagerend geführt. Auf einen Nachweis der Druckstrebentragfähigkeit wird an dieser Stelle verzichtet.

$$\frac{V_{Ed;1,0d}}{V_{Rd}} = \frac{260,3}{266,6} = 0,98 < 1,0 \quad \checkmark$$

Nachweis der Verdübelung

Der Nachweis der Verdübelung erfolgt mit dem elastisch berechneten Bemessungswert der einwirkenden Schubkraft T_{Ed} . Diese Einwirkung muss unter Berücksichtigung der Querschnittswerte des gerissenen Betons ermittelt werden. Direkt am Auflager, wo die größte Querkraftbeanspruchung vorliegt, kann allerdings von einem ungerissenen UHPC-Steg ausgegangen werden. Deshalb erfolgte die nicht abgedruckte Berechnung des ideellen Flächenträgheitsmoments I_{yy} und des ideellen statischen Moments der externen Bewehrung S_y für den ungerissenen Zustand und unter Vernachlässigung der konstruktiven Betonstahlbewehrung.

$$T_{Ed} = \frac{V_{Ed} \cdot S_y}{I_{yy}} = \frac{288,7 \cdot 515,9}{27.358} = 544,4 \text{ kN/m}$$

mit:

$$I_{yy} = 27.358 \text{ cm}^4$$

$$S_y = 515,9 \text{ cm}^3$$

Zur schubfesten Verbindung der externen Bewehrung und des UHPC wird auf Basis einer Vorbemessung mit der einwirkenden Schubkraft T_{Ed} eine Verbunddübelleiste mit Klothoidenform nach Zulassung [DIB13] mit einem Ausnehmungsabstand $e_x = 100 \text{ mm}$ und einer Dicke $t_w = 10 \text{ mm}$ in der Stahlgüte S235 ausgewählt. In einem UHPC-Steg mit 60 mm Dicke und der Festigkeitsklasse C150/160 kann die minimale Schubtragfähigkeit pro Dübel mit den Bemessungsformeln aus Abschnitt 5.6.4 ermittelt werden. Da in den folgenden Gleichungen noch eine zusätzliche Division durch den Ausnehmungsabstand e_x enthalten ist, ergibt sich die Schubtragfähigkeit T_{Rd} pro Meter Fuge. Der Bemessungswert ist das Minimum aus der Stahltragfähigkeit P_{yd} und der Betondübeltragfähigkeit bei Spaltversagen $P_{cd,sp}$.

$$\begin{aligned} P_{yd} &= 0,66 \cdot \left(\frac{f_{ctm} \cdot t_c}{f_{yk} \cdot t_w} \right)^{0,4} \cdot f_{yk} \cdot t_w \cdot \frac{1}{\gamma_v} \\ &= 0,66 \cdot \left(\frac{8,5 \cdot 60}{235 \cdot 10} \right)^{0,4} \cdot 23,5 \cdot 1 \cdot \frac{1}{1,25} = 673,4 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{cd,sp} &= \frac{0,12e_x^2 + 0,20t_c^2}{0,25 \cdot (1 - t_w/t_c)} \cdot f_{ctm} \cdot \frac{1}{e_x} \cdot \frac{1}{\gamma_v} \\ &= \frac{0,12 \cdot 100^2 + 0,20 \cdot 60^2}{0,25 \cdot (1 - 10/60)} \cdot 8,5 \cdot \frac{1}{0,1} \cdot \frac{1}{1,25} = 627,6 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Der Nachweis der Verbundfuge lässt sich somit wie folgt führen:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{544,4}{627,6} = 0,86 < 1,0 \quad \checkmark$$

Die maximale Schubtragfähigkeit der Verbunddübelleiste wird durch das Betonversagen begrenzt, weshalb mit einer eher geringen Duktilität zu rechnen ist und die Schubkraftdeckungsline nicht eingeschnitten werden darf. Als duktile Alternative

könnte bei der vorliegenden Schubbeanspruchung auch eine Verbunddübelleiste mit einer Dicke $t_w = 7$ mm und Stahlgüte S235 gewählt werden. Diese Verbunddübelleiste besitzt eine Stahldübeltragfähigkeit $P_{yd} = 542,9$ kN/m und eine Betondübeltragfähigkeit $P_{cd,sp} = 589,1$ kN/m. Demnach begrenzt die Stahltragfähigkeit die übertragbare Schubkraft und das Versagen erfolgt mit einer größeren Duktilität von mindestens 3,5 mm (vgl. Abschnitt 5.6.4). Daher darf die Schubkraftdeckungsline nach Abschnitt 6.4.4 um 10 % eingeschnitten werden. Der Nachweis der Verdübelung ist aus diesem Grund auch für diese Verbunddübelleiste mit $t_w = 7$ mm erfüllt.

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{544,4 \cdot 0,9}{542,9} = 0,90 < 1,0 \quad \checkmark$$

Die Berechnung der einwirkenden Schubkraft erfolgte bisher direkt am Auflager unter Annahme eines ungerissenen Betons. Wie aus den Rissbildern in Abschnitt 6.3.2 zu erkennen ist, nimmt die Rissbildung im UHPC-Steg mit zunehmendem Auflagerabstand zu. Durch die Änderung der ideellen Querschnittswerte steigt in diesem Fall auch die Schubbeanspruchung in der Verbundfuge. Gleichzeitig reduziert sich jedoch die Querkraft je weiter der Bemessungsschnitt vom Auflager entfernt liegt. Um diese zwei gegenläufigen Effekte zu berücksichtigen, wird auf der sicheren Seite liegend im Rahmen dieses Anwendungsbeispiels davon ausgegangen, dass schon im Abstand $1,0d$ vom Auflager der Betonsteg bis unter die Platte gerissen ist. In den Berechnungen der ideellen Querschnittswerte wird zur Berücksichtigung der Rissbildung der E-Modul des UHPC in Anlehnung an den Eurocode 4-2 [DIN10d] im Steg auf 15 % des ursprünglichen Werts reduziert. Darüber hinaus wird die gewählte Verbunddübelleiste ($t_w = 10$ mm) bei der Ermittlung der Querschnittswerte mit einer mittleren Höhe von 40 mm berücksichtigt. Unter diesen Annahmen lässt sich die Schubbeanspruchung T_{Ed} wie folgt berechnen:

$$T_{Ed;1,0d} = \frac{V_{Ed;1,0d} \cdot S_y}{I_{yy}} = \frac{260,3 \cdot 536,4}{24.375} = 572,8 \text{ kN/m}$$

mit:

$$I_{yy} = 24.375 \text{ cm}^4$$

$$S_y = 536,4 \text{ cm}^3$$

Trotz der Berücksichtigung der oben beschriebenen konservativen Annahmen und der daraus resultierenden höheren Schubkraft in der Verbundfuge sind die Nachweise mit den vorher untersuchten Verbunddübelleisten noch erfüllt.

$$\frac{T_{Ed;1,0d}}{T_{Rd}} = \frac{572,8}{626,7} = 0,95 < 1,0 \quad \checkmark$$

$$\frac{T_{Ed;1,0d}}{T_{Rd}} = \frac{572,8 \cdot 0,9}{542,9} = 0,95 < 1,0 \quad \checkmark$$

Überprüfung der Momentendeckung und des Verdübelungsgrades

Zur Überprüfung der Momentendeckung über die gesamte Trägerlänge bietet sich die Darstellung in einem Diagramm an, in dem die bezogenen Momente $M_{Ed}/M_{Ed,max}$ und $M_{Rd}/M_{Ed,max}$ über die bezogene Trägerlänge x/l dargestellt werden. Für das Anwendungsbeispiel findet sich ein solches Diagramm bis zur Mitte des Verbundträgers in Abbildung 6.30 (links). Wie in Abschnitt 6.4.4 beschrieben wurde, sollte bei den Verbundträgern mit externer Bewehrung immer mindestens ein Dübel hinter dem rechnerischen Lagerpunkt verankert werden. Aus dieser Forderung resultiert bei der gewählten Verbunddübelleiste mit der Dicke $t_w = 10\text{ mm}$ direkt am Auflager bei $x/l = 0$ das aufnehmbare Moment $M_{Rd} = 62,7\text{ kN} \cdot 0,391\text{ m} = 24,5\text{ kNm}$. Im weiteren Trägerverlauf nimmt das Moment M_{Rd} dann linear bis zur Trägermitte zu. Das einwirkende Moment M_{Ed} steigt aufgrund des großen Einflusses der Einzellasten ebenfalls quasi linear an und liegt daher über die gesamte Trägerlänge unterhalb von M_{Rd} . Dabei ist die Momentendeckung nahezu unabhängig von der Schubtragfähigkeit in der Verbundfuge gewährleistet. Dies belegen die beiden Grenzlinien für die bereits oben verwendete Verbunddübelleiste mit $t_w = 7\text{ mm}$ ($T_{Rd} = 542,9\text{ kN/m}$) und eine zusätzliche, fiktive Verbunddübelleiste mit $t_w = 5\text{ mm}$ ($T_{Rd} = 443,7\text{ kN/m}$). Die Überprüfung der Momentendeckung ist, wie bereits in Abschnitt 2.5.3 erläutert, vor allem bei Beanspruchung durch eine Streckenlast wichtig, da hierbei das einwirkende Moment quadratisch ansteigt. Um dies zu verdeutlichen, wurde in Abbildung 6.30 (rechts) der Momentenverlauf aufgetragen, der aus einer Streckenlast q resultiert, die zur gleichen Maximallast $M_{Ed,max}$ wie im Anwendungsbeispiel führt. Es ist zu erkennen, dass die Momentendeckung mit den beiden dickeren Stahlleisten über die gesamte Trägerlänge gewährleistet werden kann, wohingegen bei der Verbunddübelleiste mit $t_w = 5\text{ mm}$ eine Unterdeckung im Bereich von $x/l = 0,05$ bis $x/l = 0,28$ vorliegt. Unabhängig von den weiteren Bemessungsergebnissen darf diese Verbunddübelleiste für eine Anwendung nach Abbildung 6.30 (rechts) also nicht verwendet werden.

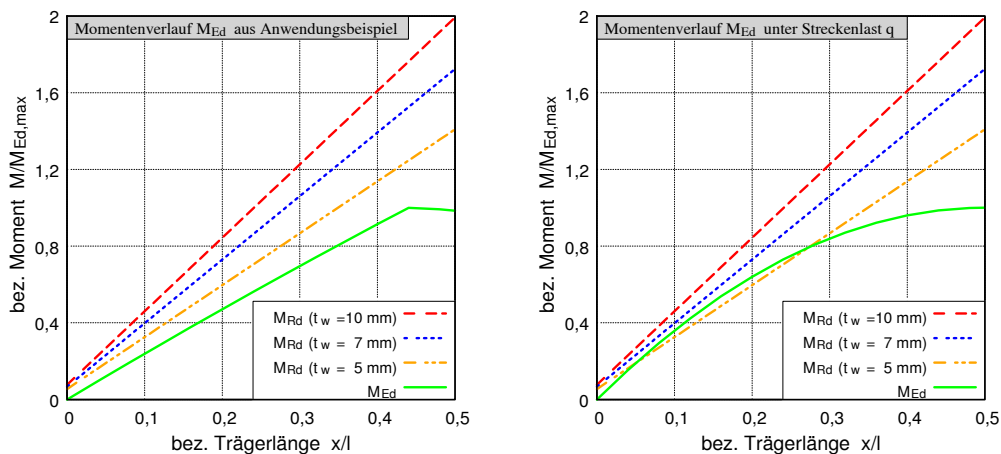


Abbildung 6.30: Momentendeckung beim Anwendungsbeispiel (links) und bei Belastung durch eine Streckenlast q mit gleichem maximalen Moment (rechts)

Der Verdübelungsgrad wird unter der Annahme ermittelt, dass die externe Bewehrung am Ort des maximalen Moments die plastische Normalkrafttragfähigkeit $N_{pl,a}$ aufweist. Diese wird dann mit der aufsummierten Schubtragfähigkeit T_{Rd} der Verbundmittel verglichen. Da die externe Bewehrung üblicherweise nicht zu 100% aus-

genutzt wird, ist der so ermittelte Verdübelungsgrad η in der Regel niedriger als der aus Abbildung 6.30 ablesbare.

$$\eta = \frac{x \cdot T_{Rd}}{N_{pl,a}} = \frac{2,0 \cdot 626,7}{35,5 \cdot 24} = 1,47 \quad \eta \geq 1,0 \quad \checkmark$$

$$\eta = \frac{x \cdot T_{Rd}}{N_{pl,a}} = \frac{2,0 \cdot 542,9}{35,5 \cdot 24} = 1,27 \quad \eta \geq 1,0 \quad \checkmark$$

Mit den gewählten Verbunddübeln liegt eine volle Verdübelung vor, weshalb die Bemessung des Verbundträgers im Grenzzustand der Tragfähigkeit für dieses Anwendungsbeispiel abgeschlossen ist.

Wenn auf Grundlage des maximalen Biegemoments ($M_{Ed} = 315,3 \text{ kNm}$) ein konventioneller Stahlbetonträger aus Normalbeton unter Berücksichtigung der gleichen Bauhöhe wie der Verbundträger aus UHPC bemessen wird, ergibt sich eine erforderliche Betonstahlbewehrung $A_s = 24,3 \text{ cm}^2$, was $8\text{Ø}20$ entspricht. Diese müssen zweilagig eingebaut werden und besitzen deswegen sowie aufgrund der erforderlichen Betondeckung und Bügelbewehrung eine deutlich kleinere statische Nutzhöhe als die externe Bewehrung. Gleichzeitig muss die Stegbreite des Normalbetonträgers mindestens so groß sein, dass $4\text{Ø}20$ in einer Lage verlegt werden können, wodurch von etwa 24 cm ausgegangen werden kann. Unter der Annahme einer 12 cm dicken Platte ergibt sich daher ein Stahlbetonträger, der bei gleicher Momententragfähigkeit und Stahlfläche ($A_s = A_a$) ein um den Faktor 2,3 höheres Eigengewicht besitzt. Dies zeigt, dass durch die Kombination eines schlanken Querschnitts aus UHPC mit einer externen Bewehrung sehr filigrane und gleichzeitig hochtragfähige Verbundträger entstehen, die in Relation zum Eigengewicht eine deutlich höhere Tragfähigkeit aufweisen als konventionelle Stahlbetonträger.

Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und Ermüdung

Wie bereits in Abschnitt 6.4.4 erläutert wurde, wurden im Rahmen dieser Arbeit keine abschließenden Untersuchungen zur Begrenzung der Rissbreiten bei Verbundträgern mit externer Bewehrung durchgeführt. Unter Berücksichtigung der konstruktiv eingelegten Betonstahlbewehrung und der vorhandenen Stahlfasern kann die Rissbreite mit den Ansätzen aus [Leu07] und [DAf17e] zwar abgeschätzt werden, es sollten allerdings noch experimentelle Untersuchungen erfolgen, um dieses Vorgehen abzusichern.

Da es sich bei diesem Anwendungsbeispiel um einen Brückenträger handelt, sollten aufgrund der nicht ruhenden Belastungen auch Ermüdungsnachweise erfolgen, die jedoch nicht Gegenstand dieser Arbeit sind. Die Ermüdung von Verbunddübeln in ultrahochfestem Beton wurde in [Gal14] untersucht. Dort wurde ein Ingenieurmodell zur Berechnung der Versagensschwingspielzahl für den Stahldübel vorgestellt. Für den UHPC wird die Ermüdung aufgrund der hohen Druckfestigkeit nicht relevant. In dieser Arbeit gab es allerdings keine Überprüfung des UHPC bei geringer seitlicher Betondeckung. Hierzu wurden in [Fis+14] tastweise Untersuchungen durchgeführt, die die Erkenntnisse aus [Gal14] bestätigen, da auch bei einer sehr hohen Lastwechselzahl noch kein Betonversagen festgestellt werden konnte. Allerdings sollten hierzu ebenfalls weitere Versuche erfolgen, um diese Ergebnisse abzusichern.

Zusammenfassung und Ausblick

7.1 Zusammenfassung

Ultrahochfester Beton kommt mittlerweile immer häufiger im Bauwesen zum Einsatz. Durch die Entwicklung der verschiedenen internationalen Richtlinien und Normen ist zu erwarten, dass sich dieser Trend fortsetzt und in der Zukunft auch verstärkt Verbundkonstruktionen mit ultrahochfestem Beton realisiert werden. Aufgrund der speziellen Ausnehmungsgeometrie und der daraus resultierenden guten Duktilität eignen sich dabei besonders die Verbunddübelleisten als Verbundmittel in UHPC. Neben den Kopfbolzendübeln haben sich diese kontinuierlichen Verbundmittel in den letzten Jahren auf dem europäischen Markt etabliert und werden derzeit vor allem im Brückenbau wirtschaftlich vorteilhaft eingesetzt.

Die vorliegende Arbeit soll einen Beitrag zur Anwendung der Verbunddübelleisten in schlanken Verbundträgern aus ultrahochfestem Beton mit einer externen Bewehrung leisten. In Verbundquerschnitten mit externer Bewehrung wirkt der außerhalb des Betons liegende Stahlflansch als reines Zugglied ohne eigene Momententragungsfähigkeit. Die schubfeste Verbindung zwischen dem Betonsteg und der externen Bewehrung erfolgt über Verbundmittel. Durch die Einbindung der Verbunddübelleisten in dünnen UHPC-Stegen ergeben sich filigrane und gleichzeitig hochtragfähige Verbundträger, die beispielsweise bei Brücken mit kleinen und mittleren Spannweiten eingesetzt werden können.

Wie die Zusammenstellung des aktuellen Wissensstandes in Kapitel 2 gezeigt hat, lagen für solche schlanken Verbundträger aus UHPC bisher weder Konstruktionsprinzipien noch Bemessungsregeln vor. Basierend auf experimentellen und numerischen Untersuchungen an Push-Out Körpern und Verbundträgern sowie abschließenden theoretischen Auswertungen wurden im Rahmen dieser Arbeit entsprechende Anwendungsregeln für diese Art von Verbundträger entwickelt.

Da die Verbunddübelleisten in sehr dünnen Stegen aus UHPC eingesetzt werden sollen, wurde zunächst mit Hilfe von umfangreichen experimentellen Push-Out Untersuchungen überprüft, welches Trag- und Verformungsverhalten die Verbunddübelleis-

ten in dünnem UHPC mit geringer seitlicher Betondeckung aufweisen. Die in Kapitel 3 beschriebenen Ergebnisse der insgesamt 101 Push-Out Versuche (97 mit UHPC, 4 mit HPC) bildeten die Ausgangsbasis für die folgenden numerischen und theoretischen Untersuchungen. Ausgewertet wurden neben der maximalen Tragfähigkeit auch die charakteristische Duktilität sowie die Steifigkeit der Verbundfuge im linearen Bereich der Last-Verformungskurve. Die Versuchsergebnisse haben gezeigt, dass bei Einbindung der Verbunddübelleisten in dünnem UHPC drei unterschiedliche Versagensmechanismen auftreten können. In der Regel kam es zu einem duktilen Stahlversagen oder zu einem deutlich spröderen Spalten des Betons in der Ebene der Verbunddübelleisten. Nur bei Versuchskörpern mit sehr dünnen UHPC-Scheiben und gleichzeitig dicken Verbunddübelleisten trat ein Abscheren des Betons entlang der Dübelumrissfläche auf, das praktisch ohne Vorankündigung erfolgte und sehr spröde verlief. Als maßgebende Parameter hinsichtlich des Versagensmechanismus, der Tragfähigkeit und der Duktilität wurden in den Push-Out Versuchen die Streckgrenze und die Dicke der Verbunddübelleiste sowie die Betondicke identifiziert. Darüber hinaus war besonders bei den Versuchskörpern mit Stahlversagen der positive Einfluss einer Faser- und Stabstahlbewehrung zu beobachten.

Mit Hilfe von nichtlinearen FE-Simulationen wurden in Kapitel 4 ergänzende Untersuchungen zum Tragverhalten der Verbunddübelleiste in dünnem UHPC durchgeführt. Auf Grundlage der experimentellen Untersuchungen erfolgte zunächst eine Kalibrierung der Parameter des FE-Modells, wodurch bei der späteren Nachrechnung der Push-Out Versuche normalerweise nur die gemessenen Materialkennwerte des Betons und der Verbunddübelleiste aktualisiert werden mussten. Nach dieser Validierung des numerischen Modells wurde es verwendet, um die Beanspruchung des UHPC und der Stahldübel bei den unterschiedlichen Versagensarten detaillierter zu untersuchen. Hierdurch konnten sowohl der genaue Schädigungsmechanismus als auch die Beanspruchungen in den Beton- und Stahldübeln analysiert werden. Die Auswertung der Zugspannungstrajektorien im UHPC ermöglichte darüber hinaus die Definition von Grenzwerten für die Betondicke, die den Übergang vom Spalten zum Abscheren des Betons entlang der Dübelumrissfläche kennzeichnen. Durch die Integration der Spannungen entlang der Kontaktfläche zwischen Stahl- und Betondübel kann der resultierende Kraftvektor zwischen den beiden Verbundpartnern berechnet werden. Je kleiner der Hebelarm zwischen dieser Kraft und dem Fußpunkt des Stahldübels ist, desto geringer ist die Biegebeanspruchung und desto größer ist die Tragfähigkeit der Stahldübel. Bei den numerischen Simulationen der eigenen Versuchskörper mit Stahlversagen war der Hebelarm deutlich kleiner als bei vergleichbaren, früheren Auswertungen der Verbunddübelleisten in Normalbeton. Der Hebelarm in Normalbeton entspricht in etwa demjenigen, der bei den eigenen Versuchskörpern mit Betonversagen auftrat. Dort konnte sich der Stahldübel auf der lastabgewandten Seite aufgrund der Betonschädigung und der geringen Stahldeformation nicht mehr am UHPC abstützen, wodurch die beim Stahlversagen vorhandene Einspannwirkung des Stahldübels im Beton reduziert wurde.

Abschließend erfolgte in Kapitel 4 eine numerische Parameterstudie, mit der die Datenbasis der experimentellen Ergebnisse erweitert und verdichtet werden konnte. Hierbei wurde festgestellt, dass neben den Eigenschaften der Stahldübel die Zugfestigkeit und die Betondicke des UHPC den größten Einfluss auf die Tragfähigkeit der Push-Out Körper besitzen.

Zur Entwicklung von Ingenieurmodellen erfolgte in Kapitel 5 eine detaillierte Analyse der experimentellen und numerischen Ergebnisse der Push-Out Versuche. Die Auswertungen zur Steifigkeit der Verbundfuge konnten zeigen, dass diese praktisch nur von der Geometrie der Stahldübel abhängt. Selbst bei sehr dünnen Verbunddübelleisten ist die Steifigkeit jedoch noch so groß, dass die Bernoulli-Hypothese angewendet werden kann. Der Mindestwert der charakteristischen Duktilität ($\delta_{ik} = 6$ mm), der vom Eurocode 4 [DIN10c] gefordert wird, kann beim Spalten des Betons nicht erreicht werden. Auch beim Stahlversagen ergibt sich aufgrund der geringen Dübelhöhe teilweise ein geringeres Verformungsvermögen. Die Auswirkungen einer reduzierten Duktilität auf das Tragverhalten wurden daher im Zuge der Verbundträgeruntersuchungen genauer überprüft. Weil beim Abscheren des UHPC entlang der Dübelumrissfläche weder eine Duktilität noch eine Versagensankündigung zu beobachten war, wurden auf den Ergebnissen der numerischen Simulationen basierende Anwendungsgrenzen definiert, um diese Versagensart auszuschließen. Für die Tragfähigkeit der Betondübel bei Spaltzugbeanspruchung wurde hingegen ein mechanisches Ingenieurmodell entwickelt, demzufolge die maximale Traglast der Verbunddübelreihe erreicht wird, sobald die auftretenden Spaltzugkräfte die Zugfestigkeit des UHPC in der wirksamen Betondübelfläche überschreiten.

Die in den eigenen Push-Out Versuchen erzielten Traglasten bei Stahlversagen wurden durch die bestehenden Ingenieurmodelle teilweise deutlich unterschätzt. Die Abweichungen waren umso größer je dünner der Stahldübel und je dicker der UHPC war. Es konnte gezeigt werden, dass die Stahltragfähigkeit nicht nur, wie in den bisher vorliegenden Modellen angenommen, von der Dicke und der Streckgrenze der Verbunddübelreihe abhängt, sondern dass auch die Betondicke und -zugfestigkeit diese beeinflussen. Wie bereits in den FE-Berechnungen erkannt wurde, ist dies unter anderem auf den Effekt zurückzuführen, dass die Tragfähigkeit der Stahldübel größer ist, wenn diese besser in den Beton eingebettet sind und somit eine geringere Biegebeanspruchung erfahren. Da es bei den Push-Out Versuchen mit Normalbeton immer zu einer Rissbildung im Beton kommt und die Steifigkeit der Verbunddübelreihe im Vergleich zur Steifigkeit des gerissenen Betons relativ hoch ist, konnte dieser Zusammenhang in früheren Untersuchungen nicht beobachtet werden. Durch die Erweiterung der eigenen Datenbasis um die Ergebnisse von Push-Out Versuchen mit normal- und hochfestem Beton war es möglich, ein allgemein gültiges Ingenieurmodell zur Vorhersage der Stahltragfähigkeit der Verbunddübelreihe zu entwickeln, das die Interaktion zwischen Stahl und Beton durch die Einbeziehung der Steifigkeit und Festigkeit der beiden Verbundpartner berücksichtigt.

Um für die praktische Anwendung das übliche, normative Sicherheitsniveau zu gewährleisten, wurden die beiden in Kapitel 5 entwickelten Ingenieurmodelle mittels einer statistischen Auswertung nach Anhang D des Eurocode 0 [DIN10a] in Bemessungsmodelle überführt und die Anwendungsgrenzen noch einmal zusammengefasst.

In Kapitel 6 wurden die Ergebnisse der experimentellen und numerischen Untersuchungen an den schlanken Verbundträgern aus ultrahochfestem Beton mit externer Bewehrung und der Verbunddübelreihe als Verbundmittel vorgestellt. Es konnte gezeigt werden, dass es bei Verbundträgern mit voller Verdübelung entweder zum Biegeversagen, also dem Fließen der externen Bewehrung, oder zum Querkraftversagen des UHPC-Steges kommen kann. Für beide Versagensarten wurden vorhandene Modelle zur Ermittlung der Tragfähigkeit so modifiziert, dass diese auf Verbundträger mit externer Bewehrung angewendet werden können. Bei teilweiser Verdübelung

kommt es zu einem Versagen der Verbundfuge, das dem Verankerungsversagen der Längsbewehrung im Stahlbetonbau entspricht. Nach dem Versagen der Verbundfuge führt hierbei schließlich die Biegeschubrissbildung im Betonsteg als sekundärer Versagensmechanismus zum endgültigen Lastabfall. Da die externe Bewehrung praktisch keine eigene Momententragfähigkeit aufweist, kann diese bei Teilverdübelung nicht ausgenutzt werden, weshalb eine volle Verdübelung zu bevorzugen ist.

Auf Grund der fehlenden Momententragfähigkeit muss zusätzlich die Momentendeckung bei den Verbundträgern mit externer Bewehrung immer über die gesamte Trägelänge explizit nachgewiesen werden. Demzufolge wird die Tragfähigkeit der Verbunddübelleiste an keiner Stelle des Trägers überschritten und es kommt lediglich zu elastischen Deformationen der Verbundmittel, weshalb nur verhältnismäßig geringe Anforderungen an die Duktilität bestehen. Die Ermittlung der einwirkenden Längsschubkraft sollte nach der Elastizitätstheorie sowie unter Berücksichtigung der aus der globalen Biegebelastung des Verbundträgers resultierenden Rissbildung im UHPC-Steg erfolgen. Eine Interaktion dieser Rissbildung mit der lokalen Spaltzugbeanspruchung in der Verbundfuge konnte nur bei Verbundträgern ohne Bügelbewehrung beobachtet werden. Das abschließende Anwendungsbeispiel, im Zuge dessen alle Bemessungs- und Konstruktionsregeln für schlanke Verbundträger aus ultrahochfestem Beton mit externer Bewehrung noch einmal zusammengestellt wurden, zeigt, welches Potential in dieser innovativen Bauweise steckt.

7.2 Ausblick

Im Rahmen der Push-Out Versuche wurde nicht untersucht, ob bei höheren Fasergehalten bzw. einem deutlich verfestigenden Verhalten des faserbewehrten UHPC auf Betonstahlbewehrung verzichtet werden kann. Darüber hinaus liegen insgesamt nur sehr wenige Push-Out Versuche mit Betondruckfestigkeiten im Übergangsbereich vom hochfesten zum ultrahochfesten Beton vor. Zu beiden Themenbereichen sollten ergänzende Forschungsarbeiten durchgeführt werden.

Die Begrenzung der Rissbildung und der Rissbreiten bedarf bei allen Verbundträgern mit externer Bewehrung einer besonderen Beachtung, da der Betonsteg in der Zugzone liegt und sich die Hauptbewehrung außerhalb des Betonquerschnitts befindet. Daher sind detaillierte Untersuchungen zur Ermittlung der Rissbreiten und dem Einfluss dieser auf das Tragverhalten und die Dauerhaftigkeit von Verbundträgern mit externer Bewehrung erforderlich. Ebenso sollte noch untersucht werden, wie der Einfluss einer positiven Normalspannung σ_{cp} im Querschnitt sich auf die Querkrafttragfähigkeit auswirkt.

Im Hinblick auf die Ermüdungsfestigkeit von Verbunddübelleisten in dünnem UHPC sollte überprüft werden, ob die vorliegenden wissenschaftlichen Ansätze auch unter Berücksichtigung der Spaltzugbeanspruchung der Betondübel übertragbar sind.

Die Anwendung der Verbunddübelleisten ist nicht auf Verbundträger beschränkt. Wie aus Abbildung 7.1 zu erkennen ist, können diese z.B. auch in Verbundstützen und Wandelementen aus UHPC zur Schubkraftübertragung sowie zur Verbindung der verschiedenen modularen Elemente verwendet werden [Fis+14].

Aufgrund des reduzierten Konstruktionsgewichts von Verbundträgern und anderen Bauteilen aus UHPC können sich bei der richtigen Anwendung in Ergänzung zur

höheren Tragfähigkeit auch in ökonomischer und ökologischer Hinsicht Vorteile ergeben, die über die reine Materialersparnis hinausgehen. Infolge des geringen Gewichts reduzieren sich bei der Verwendung von Fertigteilen beispielsweise die Lieferkosten und es wird CO₂ eingespart. Außerdem führt eine leichtere Bauweise immer auch zu einer geringeren Belastung und zur Querschnittsreduktion der weiteren lastabtragenden Bauteile. Die extrem gute Dauerhaftigkeit des UHPC erlaubt darüber hinaus eine längere Lebensdauer, wodurch bei Verwendung von Verbundträgern aus UHPC insgesamt sehr nachhaltige Konstruktionen entwickelt werden können, die im Vergleich zum Normalbeton eine bessere CO₂-Bilanz und geringere Lebenszykluskosten aufweisen [Fis+14].

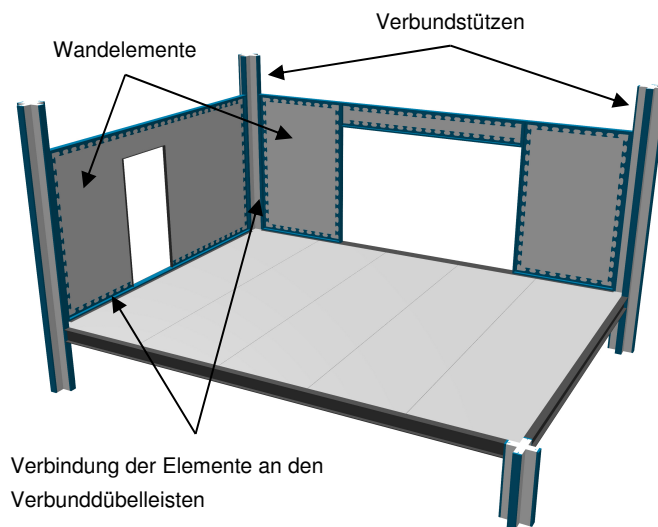


Abbildung 7.1: Modulares System aus UHPC-Elementen mit Verbunddübelleisten als Verbindungsmittel [Fis+14]

Literaturverzeichnis

- [Aba12] Abaqus 6.12 Documentation, Dassault Systèmes Simulia Corp., 2012.
- [Abr+10] Abramski, M.; Friedrich, T.; Kurz, W.; Schnell, J.: *Tragwirkung von Betondübeln für Sandwich-Verbunddecken mit großen Stegöffnungen*. In: *Stahlbau*, 2010, 79; S. 248–258.
- [ACL07] Al-Darzi, S. Y. K.; Chen, A. R.; Liu, Y. Q.: *Finite Element Simulation and Parametric Studies of Perfobond Rib Connector*. In: *American Journal of Applied Sciences*, 2007, 4; S. 122–127.
- [And85] Andrä, H.-P.: *Neuartige Verbundmittel für den Anschluss von Ortbetonplatten an Stahlträger*. In: *Beton- und Stahlbetonbau*, 1985, 80; S. 325–328.
- [And90] Andrä, H.-P.: *Economical shear connectors with high fatigue strength*. In: *IABSE reports*, 1990, 60; S. 167–172.
- [Ass13] Association Française de Génie Civil (AFGC)/Service d'études techniques des routes: *Bétons Fibres à ultra-hautes performances - Recommandations*. Edition revise, 2013.
- [Bär05] Bärtschi, R.: *Load-Bearing Behaviour of Composite Beams in Low Degrees of Partial Shear Connection*. Dissertation, Zürich, 2005.
- [Bat02] Bathe, K.-J.: *Finite-Elemente-Methoden*. Springer, Berlin, 2002.
- [Beh96] Behloul, M.: *Analyse et modélisation du comportement d'un matériau à matrice cimentaire fibrée à ultra hautes performances*. PhD thesis, Cachan, Frankreich, 1996.
- [Ber09a] Berthelley, J.: *French bridges experiences from prefabricated deck elements*. In (Collin, P.; Hällmark, R.; Nilsson, M.): *International Workshop on Prefabricated Composite Bridges*. March 4th, 2009, Stockholm. Universitetstryckeriet, Luleå, 2009; S. 156–167.

- [Ber+09b] Berthelley, J.; Hechler, O.; Lorenc, W.; Seidl, G.; Viehhus, E.: *Premiers résultats du projet de recherche européen precobeam de connexion par découpe d'une tôle*. In: Revue construction métallique, 2009, 46; S. 3–28.
- [Ber+11a] Berthelley, J.; Lorenc, W.; Mensinger, M.; Rauscher, S.; Seidl, G.: *Zum Tragverhalten von Verbunddübeln - Teil 1: Tragverhalten unter statischer Belastung*. In: Stahlbau, 2011, 80; S. 172–184.
- [Ber+11b] Berthelley, J.; Lorenc, W.; Mensinger, M.; Ndogmo, J.; Seidl, G.: *Zum Tragverhalten von Verbunddübeln - Teil 2: Ermüdungsverhalten*. In: Stahlbau, 2011, 80; S. 256–267.
- [Ber12] Bertram, G.: *Zum Verbund- und Querkrafttragverhalten von Spannbetonträgern aus Ultra-hochfestem Beton*. Dissertation, Aachen, 2012.
- [BC99] Blais, P. Y.; Couture, M.: *Precast, Prestressed Pedestrian Bridge*. World's First Reactive Powder Concrete Structure. In: PCI Journal, 1999, 44; S. 60–71.
- [Bod85] Bode, H.: *Hybride Verbundträger ohne Stahlobergurt für den Hochbau*. In: Stahlbau, 1985, 54; S. 186–187.
- [Bod87] Bode, H.: *Verbundbau*. Konstruktion, Berechnung. Werner, Düsseldorf, 1987.
- [BK88] Bode, H.; Künzel, R.: *Scherversuche zum Tragverhalten eine neuartigen Stahlverbundträgers mit schwalbenschwanzförmigen Stegausehnehmungen als Verbundträger*, Untersuchungsbericht 2/88, Universität Kaiserslautern, 1988.
- [Bod93] Bode, H.: *Verbundkonstruktionen*. In: Stahlbau-Handbuch, 1993; S. 803–869.
- [Bra+14] Braun, M.; Hechler, O.; Obiala, R.; Kuhlmann, U.; Eggert, F.; Hauf, G.; Konrad, M.: *Experimentelle Untersuchungen von Slim-Floor-Trägern in Verbundbauweise*. In: Stahlbau, 2014, 83; S. 741–749.
- [BHO14] Braun, M.; Hechler, O.; Obiala, R.: *Untersuchungen zur Verbundwirkung von Betondübeln*. In: Stahlbau, 2014, 83; S. 302–308.
- [Bre11] Brendel, I.: *Als Ostvertriebener zum DM-Millionär*. Mein Beitrag zum deutschen Wirtschaftswunder. Novum Publ., Neckenmarkt, 2011.
- [Bre00] Breuninger, U.: *Zum Tragverhalten liegender Kopfbolzendübel unter Längsschubbeanspruchung*. Dissertation, Stuttgart, 2000.
- [BK01] Breuninger, U.; Kuhlmann, U.: *Tragverhalten und Tragfähigkeit liegender Kopfbolzendübel unter Längsschubbeanspruchung*. In: Stahlbau, 2001, 70; S. 835–845.
- [Brü17] Brühwiler, E.: *Strengthening of existing structures using R-UHPFRC: principles and conceptual design*. In (François Toutlemonde; Jacques Rеспlendido): *AFGC-ACI-fib-RILEM International Conference on Ultra-High-Performance Fibre-Reinforced Concrete*. UHPFRC, 2017; S. 993–1002.
- [Buc66] Buchholz, E.: *Bruchversuche mit Kopfbolzendübel*. In: Der Bauingenieur, 1966, 41; S. 289–291.

- [Bur09] Burger, S.: *Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten von Betondübeln im Verbundbau*. Dissertation, München, 2009.
- [Eur93] *CEB-FIP model code 1990*. Design code. Telford, London, 1993.
- [CS06] Chromiak, P.; Studnicka, J.: *Load capacity of perforated shear connector*. In: Pollack Periodica, 2006, 1; S. 23–30.
- [CGH14] Claßen, M.; Gallwoszus, J.; Hegger, J.: *Einfluss von Querrissen auf das Schubtragverhalten von Verbunddübelleisten in schlanken Betongurten*. In: Beton- und Stahlbetonbau, 2014, 109; S. 882–894.
- [CH14] Claßen, M.; Hegger, J.: *Verankerungsverhalten von Verbunddübelleisten in schlanken Betongurten*. In: Bautechnik, 2014, 91; S. 869–883.
- [Cla16] Claßen, M.: *Zum Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern mit Verbunddübelleisten und großen Stegöffnungen*. Dissertation, Aachen, 2016.
- [CH17] Classen, M.; Hegger, J.: *Modelle für das nichtlineare Verformungsverhalten von Verbunddübelleisten mit Ausstanzversagen*. In: Stahlbau, 2017, 86; S. 459–469.
- [Col+12] Collin, P.; Haarju, T.; Hällmark, R.; Hehne, T.; Hoyer, O.; Kerokoski, O.; Kozuch, M.; Lorenc, W.; Möller, F.; Möller, S.; Norlin, B.; Seidl, G.; Stambuk, M.: *Final Report - Composite Bridges with Prefabricated Decks: ELEM*, Grant Agreement Number: RFSR-CT-2008-00039, 2012.
- [CS07] Curbach, M.; Speck, K.: *Zweiachiale Druckfestigkeit von ultrahochfestem Beton*. In: Beton- und Stahlbetonbau, 2007, 102; S. 664–673.
- [DAf99] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): *Tragverhalten von Stahlfaserbeton*. Heft 494, Beuth Verlag, Berlin, 1999.
- [DAf08] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): *Sachstandsbericht Ultrahochfester Beton*. Heft 561, Beuth Verlag, Berlin, 2008.
- [DAf17e] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): *Empfehlungen zur Bemessung, Herstellung und Ausführung von Bauteilen aus ultrahochfestem Beton (UHFB)*, Entwurf (unveröffentlicht), Stand 16.03.2017.
- [DIB91] DIBt: *Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-26.1-23*. Perfobond-Leiste, Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin, 1991.
- [DIB00a] DIBt: *Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-26.4-38*. Perfobond-Leiste, Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin, 2000.
- [DIB00b] DIBt: *Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-26.4-39*. Kombi-Verdübelung, Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin, 2000.
- [DIB13] DIBt: *Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-26.4-56*. Verbunddübelleisten, Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin, 2013.
- [DIB14] DIBt: *Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-26.4-59*. CoSFB-Betondübel, Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin, 2014.
- [DIN74] DIN: *Richtlinien für die Bemessung und Ausführung von Stahlverbundträgern*. Deutsches Institut für Normung (DIN), Beuth Verlag, Berlin, 1974.

- [DIN88] DIN 1045: *Beton- und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung*. Deutsches Institut für Normung (DIN), Beuth Verlag, Berlin, 1988.
- [DIN91] DIN 1048-5: *Prüfverfahren für Beton; Festbeton, gesondert hergestellte Probekörper*. Deutsches Institut für Normung (DIN), Beuth Verlag, Berlin, 1991.
- [DIN07] DIN EN 10130: *Kaltgewalzte Flacherzeugnisse aus weichen Stählen zum Kaltumformen - Technische Lieferbedingungen*. Deutsches Institut für Normung (DIN), Beuth Verlag, Berlin, 2007.
- [DIN05] DIN EN 196-1: *Prüfverfahren für Zement - Teil 1: Bestimmung der Festigkeit*. Deutsches Institut für Normung (DIN), Beuth Verlag, Berlin, 2005.
- [DIN10a] DIN EN 1990: *Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung*. Deutsches Institut für Normung (DIN), Beuth Verlag, Berlin, 2010.
- [DIN10b] DIN EN 1991-2: *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken*. Deutsches Institut für Normung (DIN), Beuth Verlag, Berlin, 2010.
- [DIN12] DIN EN 1991-2/NA: *Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken*. Deutsches Institut für Normung (DIN), Beuth Verlag, Berlin, 2012.
- [DIN11] DIN EN 1992-1-1: *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Deutsches Institut für Normung (DIN), Beuth Verlag, Berlin, 2011.
- [DIN10c] DIN EN 1994-1-1: *Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau*. Deutsches Institut für Normung (DIN), Beuth Verlag, Berlin, 2010.
- [DIN10d] DIN EN 1994-2: *Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 2: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für Brücken*. Deutsches Institut für Normung (DIN), Beuth Verlag, Berlin, 2010.
- [Döi01] Döinghaus, P.: *Zum Zusammenwirken hochfester Baustoffe in Verbundträgern*. Dissertation, Aachen, 2001.
- [Doo52] Doorentz, R.: *Die Stahlverbundbauweise zur Stahleinsparung im Hochbau*. Fachbuchverlag, Leipzig, 1952.
- [Dos+01] Doss, W.; Gebeshuber, A.; Friedrich, N.; Schmitt, V.; Seidl, G.; Weizenegger, M.: *VFT-Bauweise - Entwicklung von Verbundfertigteilträgern im Brückenbau*. In: *Beton- und Stahlbetonbau*, 2001, 96; S. 171–180.
- [Feh+13] Fehling, E.; Schmidt, M.; Walraven, J.; Leutbecher, T.; Fröhlich, S.: *UHPC*. In (Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D.): *Beton-Kalender 2013*. Lebensdauer und Instandsetzung Brandschutz. Wiley, 2013; S. 117–239.

- [Fel+07] Feldmann, M.; Hegger, J.; Hechler, O.; Rauscher, S.: *Forschungsbericht P621 - Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten von Verbundmitteln unter ruhender und nichtruhender Belastung bei Verwendung hochfester Werkstoffe*, Aachen, 2007.
- [Fel+12] Feldmann, M.; Gündel, M.; Kopp, M.; Hegger, J.; Gallwoszus, J.; Heinemeyer, S.; Seidl, G.; Hoyer, O.: *Forschungsbericht P 804 - Neue Systeme für Stahlverbundbrücken*. Verbundfertigteilträger aus hochfesten Werkstoffen und innovativen Verbundmittel, Aachen, 2012.
- [Fel+13] Feldmann, M.; Möller, F.; Möller, S.; Collin, P.; Hällmark, R.; Kerokoski, O.; Kozuch, M.; Lorenc, W.; Rowiński, S.; Nilsson, M.; Åström, L.; Norlin, B.; Seidl, G.; Hehne, T.; Hoyer, O.; Stambuk, M.; Harju, T.: *Composite bridges with prefabricated decks (ELEM)*. Publications Office, Luxembourg, 2013.
- [FKP16] Feldmann, M.; Kopp, M.; Pak, D.: *Composite dowels as shear connectors for composite beams - background to the German technical approval*. In: *Steel Construction*, 2016, 9; S. 80–88.
- [FPO06] Fink, J.; Petraschek, T.; Ondris, L.: *Push-Out Test Parametric Simulation Study of a New Sheet-Type Shear Connector*. Projektbericht ZID 06-212-1, Wien, 2006.
- [FP07] Fink, J.; Petraschek, T.: *Tragmodelle zur Bestimmung der Längsschubtragfähigkeit des Kronendübels als neuartiges Verbindungsmittel im Verbundbau*. In: *Stahlbau*, 2007, 76; S. 761–770.
- [FHJ11] Fink, J.; Herrmann, P.; Juen, L.: *Entwicklung einer neuartigen Verbundfahrbahnplatte für Eisenbahnbrücken*. In: *Stahlbau*, 2011, 80; S. 309–316.
- [Fis+14] 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*. Fraunhofer-Verl., Stuttgart, 2014.
- [Fit12] Fitik, B.: *Ermüdungsverhalten von ultrahochfestem Beton (UHPC) bei zyklischen Beanspruchungen im Druck-Zug-Wechselbereich*. Dissertation, München, 2012.
- [GK13] Gajda, J.; Kurz, W.: *Tragverhalten randnaher Betondübel unter Längsschubbeanspruchung*. In: *Stahlbau*, 2013, 82; S. 636–642.
- [Gal14] Gallwoszus, J.: *Zur Ermüdung von Verbundkonstruktionen mit Verbunddübelleisten*. Dissertation, Aachen, 2014.
- [GCH15] Gallwoszus, J.; Claßen, M.; Hartje, J.: *Ermüdung von Verbundkonstruktionen mit Verbunddübelleisten (lokales Tragverhalten)*. In: *Beton- und Stahlbetonbau*, 2015, 110; S. 382–393.
- [GML17] Gascon, M.; Massicotte, B.; Lagier, F.: *Behaviour of headed shear stud connectors in composite beams with UHPFRC connection*. In (François Toutlemonde; Jacques Resplendino): *AFGC-ACI-fib-RILEM International Conference on Ultra-High-Performance Fibre-Reinforced Concrete*. UHPFRC, 2017; S. 471–480.

- [Gor06] Goralski, C.: *Zusammenwirken von Beton und Stahlprofil bei kammerbetonierten Verbundträgern*. Dissertation, Aachen, 2006.
- [Gün+09] Gündel, M.; Dürr, A.; Hauke, B.; Hechler, O.: *Zur Bemessung von Lochleisten als duktile Verbundmittel in Verbundträgern aus höherfesten Materialien*. In: *Stahlbau*, 2009, 78; S. 916–924.
- [Gün+14] Gündel, M.; Kopp, M.; Feldmann, M.; Gallwoszus, J.; Hegger, J.; Seidl, G.: *Die Bemessung von Verbunddübelleisten nach neuer Allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung*. In: *Stahlbau*, 2014, 83; S. 112–121.
- [HP07] Hanswille, G.; Porsch, M.: *Zur Festlegung der Tragfähigkeit von Kopfendübeln in Vollbetonplatten in DIN 18000-5 und EN 1994-1-1*. In (Kraus, M.): *Festschrift Rolf Kindmann*. Shaker, Aachen, 2007; S. 291–313.
- [HSB10] Hanswille, G.; Schäfer, M.; Bergmann, M.: *Stahlbaunormen*. Verbundtragwerke aus Stahl und Beton, Bemessung und Konstruktion – Kommentar zu DIN 18800-5 Ausgabe März 2007. In (Kuhlmann, U.): *Stahlbau Kalender 2010*. Verbundbau. Ernst & Sohn, Berlin, 2010; S. 244–422.
- [HG07] Hauke, B.; Gündel, M.: *Aperture plates as ductile shear connectors for high performance composite members*. In (Eligehausen, R.; Fuchs, W.): *Connections between steel and concrete*. Stuttgart, Germany, September 4th - 7th, 2007 ; [2nd International Symposium on Connections between Steel and Concrete; proceedings]. Ibidem-Verl., Stuttgart, 2007; S. 1391–1400.
- [Hec+07] Hechler, O.; Feldmann, M.; Rauscher, S.; Hegger, J.: *Continuous shear connectors in high performance concrete*. In (Eligehausen, R.; Fuchs, W.): *Connections between steel and concrete*. Stuttgart, Germany, September 4th - 7th, 2007 ; [2nd International Symposium on Connections between Steel and Concrete; proceedings]. Ibidem-Verl., Stuttgart, 2007; S. 1017–1026.
- [Heg+03] Hegger, J.; Döinghaus, P.; Sedlacek, G.; Trumpf, H.: *Forschungsbericht P 486 - Untersuchungen zur Duktilität der Verbundmittel bei Anwendung von hochfestem Stahl und hochfestem Beton*. Verl.- u. Vertriebsges, Aachen, 2003.
- [Hei11] Heinemeyer, S.: *Zum Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern aus ultrahochfestem Beton mit Verbundleisten*. Dissertation, Aachen, 2011.
- [HGH12] Heinemeyer, S.; Gallwoszus, J.; Hegger, J.: *Verbundträger mit Puzzleleisten und hochfesten Werkstoffen*. In: *Stahlbau*, 2012, 81; S. 595–603.
- [HJF11] Herrmann, P.; Juen, L.; Fink, J.: *Neuartige Sandwichfahrbahnplatte für Eisenbahnbrücken*. In: *Stahlbau*, 2011, 80; S. 859–865.
- [He+16] He, S.; Fang, Z.; Fang, Y.; Liu, M.; Liu, L.; Mosallam, A. S.: *Experimental study on perfobond strip connector in steel–concrete joints of hybrid bridges*. In: *Journal of Constructional Steel Research*, 2016, 118; S. 169–179.

- [Hof98] Hoffmeister, B.: *Plastische Bemessung von Verbundkonstruktionen unter Verwendung realitätsnaher Last-Verformungsansätze*. Shaker, Aachen, 1998.
- [HDK11] Holschemacher, K.; Dehn, F.; Klug, Y.: *Grundlagen des Faserbetons*. In (Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D.): *Beton-Kalender 2011*. Kraftwerke, Faserbeton. Wiley, 2011; S. 21–88.
- [Iye60] Iyengar, K. T. S. R.: *Der Spannungszustand in einem elastischen Halbstreifen und seine technischen Anwendungen*. Dissertation, Hannover, 1960.
- [Jäh08] Jähling, A.: *Zum Tragverhalten von Kopfbolzendübeln in hochfestem Beton*. Dissertation, München, 2008.
- [JCS01] JCSS Joint Committee on Structural Safety: *JCSS Probabilistic Model Code*, Zurich, 2001.
- [JM91] Johnson, R. P.; Molenstra N.: *Partial shear connection in composite beams for buildings*. In: Proceedings of the Institution of Civil Engineers, 1991, 91; S. 697–704.
- [Joh12] Johnson, R. P.: *Designers' guide to Eurocode 4*. Design of composite steel and concrete structures; EN 1994-1-1. ICE, London, 2012.
- [Jue13] Juen, L.: *Analyse des Ermüdungsverhaltens von Kronendübel als alternative Schubverbinder*. Dissertation, Wien, Österreich, 2013.
- [Juh11] Juhart, J.: *Adhäsion von UHPC an Stahl und Glas*. Ein Beitrag zu Adhäsion und Haftfestigkeit von Hochleistungs- und Ultra-Hochleistungs-Feinkornbeton an Stahl und Glas unterschiedlicher Rauheit. Dissertation, Graz, 2011.
- [Juh+12] Juhart, J.; Freytag, B.; Santner, G.; Baumgartner, E.: *Adhesion of fine-grained HPC and UHPC to Steel and Glass*. In (Schmidt, M.; Fehling, E.): *Proceedings of Hipermat 2012 - 3rd International Symposium on UHPC and Nanotechnology for Construction Materials*. Kassel Univ. Press, Kassel, 2012; S. 717–724.
- [Jun06] Jungwirth, J.: *Zum Tragverhalten von zugbeanspruchten Bauteilen aus Ultra-Hochleistungs-Faserbeton*. Dissertation, Lausanne, 2006.
- [JH05] Jurkiewicz, B.; Hottier, J. M.: *Static behaviour of a steel–concrete composite beam with an innovative horizontal connection*. In: Journal of Constructional Steel Research, 2005, 61; S. 1286–1300.
- [Kan+14] Kang, J. Y.; Park, J. S.; Jung, W. T.; Keum, M. S.: *Evaluation of the Shear Strength of Perfobond Rib Connectors in Ultra High Performance Concrete*. In: Engineering, 2014, 06; S. 989–999.
- [KD91] Kemp, A.; Dekker N.W.: *Available Rotation Capacity in Steel and Composite Beams*. In: The structural engineer: the journal of the Institution of Structural Engineers, 1991, 69; S. 88–97.
- [Ker13] Kersten, C.: *Der Eisenbetonbau - Ein Leitfaden für Schule und Praxis*. Teil II: Anwendungen im Hoch- und Tiefbau. Ernst & Sohn, Berlin, 1913.

- [KJ06] Kim, H.-Y.; Jeong, Y.-J.: *Experimental investigation on behaviour of steel–concrete composite bridge decks with perfobond ribs*. In: Journal of Constructional Steel Research, 2006, 62; S. 463–471.
- [Kim+13] Kim, J. S.; Park, S. H.; Joh, C. B.; Kwark, J. D. K.; Choi, E. S.: *Push-Out Test on Shear Connectors Embedded in UHPC*. In: Applied Mechanics and Materials, 2013, 351-352; S. 50–54.
- [Kim+15] Kim, J.-S.; Kwark, J.; Joh, C.; Yoo, S.-W.; Lee, K.-C.: *Headed stud shear connector for thin ultrahigh-performance concrete bridge deck*. In: Journal of Constructional Steel Research, 2015, 108; S. 23–30.
- [Kož12] Kożuch, M.: *Nośność stalowych łączników otwartych typu MCL w belkach zespolonych stalowo – betonowych*. Dissertation, Breslau, 2012.
- [Küc09] Küchler, M.: *Verbundmittel für Hybridkonstruktionen mit Ultrahochleistungsbeton*. Dissertation, Leipzig, 2009.
- [Kue+15] Kueres, D.; Stark, A.; Herbrand, M.; Claßen, M.: *Numerische Abbildung von Beton mit einem plastischen Schädigungsmodell - Grundlegende Untersuchungen zu Normalbeton und UHPC*. In: Bauingenieur, 2015, 90; S. 252–264.
- [KB98] Kuhlmann, U.; Breuninger, U.: *Zur Tragfähigkeit von horizontal liegenden Kopfbolzendübeln*. In: Stahlbau, 1998, 67; S. 547–554.
- [Kür03] Kürschner, K.: *Trag- und Ermüdungsverhalten liegender Kopfbolzendübel im Verbundbau*. Dissertation, Stuttgart, 2003.
- [KK04] Kürschner, K.; Kuhlmann, U.: *Trag- und Ermüdungsverhalten liegender Kopfbolzendübel unter Quer- und Längsschub*. In: Stahlbau, 2004, 73; S. 505–516.
- [LS04] Lange, J.; Song, J.: *Untersuchung der Anrißlebensdauer von Betondübeln mit Hilfe des Örtlichen Konzepts*. In: Stahlbau, 2004, 73; S. 160–169.
- [Lan09] Lange, J.: *Mess- und Auswertungstechnik zur Riss- und Faserdetektion bei Betonbauteilen*. Dissertation, Aachen, 2009.
- [LF98] Lee, J.; Fenves, G. L.: *Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures*, 1998.
- [Leo86] Leonhardt, F.: *Vorlesungen über Massivbau*. Teil 2 Sonderfälle der Bemessung im Stahlbetonbau. Springer, Berlin, Heidelberg, 1986.
- [Leo+87] Leonhardt, F.; Andrä, W.; Andrä, H.-P.; Harre, W.: *Neues vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbund-Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit*. In: Beton- und Stahlbetonbau, 1987, 82; S. 325–331.
- [Leu07] Leutbecher, T.: *Rissbildung und Zugtragverhalten von mit Stahl und Fasern bewehrtem Ultrahochfestem Beton (UHPC)*. Dissertation, Kassel, 2007.
- [LF09] Leutbecher, T.; Fehling, E.: *Rissbildung und Zugtragverhalten von mit Fasern verstärktem Stahlbeton am Beispiel ultrahochfesten Betons*. Teil 1: Rissmechanische Zusammenhänge. In: Beton- und Stahlbetonbau, 2009, 104; S. 357–367.

- [LKS13] Lorenc, W.; Kożuch, M.; Seidl, G.: *Zur Grenztragfähigkeit von Verbunddübeln mit Klothoidenform*. In: Stahlbau, 2013, 82; S. 196–207.
- [LKR14a] Lorenc, W.; Kożuch, M.; Rowiński, S.: *The behaviour of puzzle-shaped composite dowels — Part I*. Experimental study. In: Journal of Constructional Steel Research, 2014, 101; S. 482–499.
- [LKR14b] Lorenc, W.; Kożuch, M.; Rowiński, S.: *The behaviour of puzzle-shaped composite dowels — Part II*. Theoretical investigations. In: Journal of Constructional Steel Research, 2014, 101; S. 500–518.
- [Lor16] Lorenc, W.: *Non-linear behaviour of steel dowels in shear connections with composite dowels*. Design models and approach using finite elements. In: Steel Construction, 2016, 9; S. 98–106.
- [Lub+89] Lubliner, J.; Oliver, J.; Oller, S.; Oñate, E.: *A plastic-damage model for concrete*. In: International Journal of Solids and Structures, 1989, 25; S. 299–326.
- [Lud05] Ludwig, H.-M.: *Bewertung ultrahochfester Betone unter dem Aspekt der Dauerhaftigkeit*. In: Beton- und Stahlbetonbau, 2005, 100; S. 116–123.
- [Luo+14] Luo, G.; Mensinger, M.; Näßl, A.; Seidl, G.; Feldmann, M.; Kopp, M.: *The influence of the pull-out effect on the load-bearing behaviour of external reinforcement elements*. Proceedings of the 10th Japanese German Bridge Symposium, München, 2014.
- [MS99] Macháček, J.; Studnicka, J.: *Stahlbetonverbundträger mit Perfobond-Leiste*. In: Stahlbau, 1999, 68; S. 9–14.
- [MSW03] Ma, J.; Schneider, H.; Wu, Z.: *Bruchmechanische Kenngrößen von UHFB*. In (König, G.; Acker, P.): *Ultrahochfester Beton*. Bauwerk-Verl., Berlin, 2003; S. 121–130.
- [MZB05] Mangerig, I.; Zapfe, C.; Burger, S.: *Betondübel im Verbundbau*. In (Kuhlmann, U.): *Stahlbau Kalender 2005*. Verbindungen. Ernst & Sohn, Berlin, 2005; S. 536–598.
- [Mar06] Marković, I.: *High-Performance Hybrid-Fibre Concrete*. Development and Utilisation. Dissertation, Delft, 2006.
- [Men+16] Mensinger, M.; Luo, G.; Näßl, A.; Feldmann, M.; Kopp, M.; Seidl, G.; Stambuk, M.: *Forschungsbericht P 967 - VFT-WIB - Externe Bewehrungselemente für Brücken in Verbundbauweise*, München, 2016.
- [Mör08] Mörsch, E.: *Der Eisenbetonbau*. Seine Theorie und Anwendung. Verlag von Konrad Wittwer, Stuttgart, 1908.
- [Mör24] Mörsch, E.: *Ueber die Berechnung der Gelenkquader*. In: Beton und Eisen, 1924, 23; S. 156–161.
- [MSS04] Muess, H.; Sauerborn, N.; Schmitt, J.: *Höhepunkte im modernen Verbundbau - eine beispielhafte Entwicklungsgeschichte*. In: Stahlbau, 2004, 73; S. 791–800.
- [OJ87] Oehlers, D. J.; Johnson, R. P.: *The strength of stud shear connections in composite beams*. In: The structural engineer - Part B, 1987, 65; S. 44–48.

- [OH92] Oguejiofor, E. C.; Hosain, M. U.: *Behaviour of perfobond rib shear connectors in composite beams: full-size tests*. In: Canadian Journal of Civil Engineering, 1992, 19; S. 224–235.
- [OH94] Oguejiofor, E. C.; Hosain, M. U.: *A parametric study of perfobond rib shear connectors*. In: Canadian Journal of Civil Engineering, 1994, 21; S. 614–625.
- [OH95] Oguejiofor, E. C.; Hosain, M. U.: *Tests of full-size composite beams with perfobond rib connectors*. In: Canadian Journal of Civil Engineering, 1995, 22; S. 80–92.
- [OH97] Oguejiofor, E. C.; Hosain, M. U.: *Numerical analysis of push-out specimens with perfobond rib connectors*. In: Computers & Structures, 1997, 62; S. 617–624.
- [Pet08] Petraschek, T.: *Modelle zur Vorhersage des Tragvermögens eines Kronenduebels als alternativer Schubverbinder*. Dissertation, Wien, 2008.
- [PS12] Piotrowski, S.; Schmidt, M.: *Life Cycle Cost Analysis of a UHPC-Bridge on Example of two Bridge Refurbishment Designs*. In (Schmidt, M.; Fehling, E.): *Proceedings of Hipermat 2012 - 3rd International Symposium on UHPC and Nanotechnology for Construction Materials*. Kassel Univ. Press, Kassel, 2012; S. 957–964.
- [Rai15] Raichle, J.: *Randnahe Kopfbolzen im Brückenbau*. Dissertation, Stuttgart, 2015.
- [Rei09] Reichel, M.: *Stoffliche und konstruktionsbezogene Besonderheiten beim Einsatz von UHFB im Brückenbau am Beispiel von drei Pilotprojekten*. In: Beton- und Stahlbetonbau, 2009, 104; S. 589–598.
- [Rei02] Reitz, D.: *Grundlagen zur Bemessung der Perfobondleite als duktiles Verbundmittel*. Dissertation, Darmstadt, 2002.
- [Ren64] Rennenkampff, E. von: *Weiterentwicklung der Brücken aus Stahlträgern in Beton zu Verbundträgerbrücken*. In: Bauingenieur, 1964, 39; S. 180–185.
- [RC95] Richard, P.; Cheyrezy, M.: *Composition of reactive powder concretes*. In: Cement and Concrete Research, 1995, 25; S. 1501–1511.
- [Röh09] Röhm, J.: *Untersuchungen zum Tragverhalten von strukturintegrierten Verbindungsmitteln bei Stahlverbundträgern mit Trapezblechstegen im Brückenbau*. Dissertation, Stuttgart, 2009.
- [Sar71] Sargin, M.: *Stress-strain relationships for concrete and the analysis of structural concrete sections*. Solid Mechanics Division, University of Waterloo, Waterloo, 1971.
- [Sat62] Sattler, K.: *Betrachtungen über neuere Verdübelungen im Verbundbau*. In: Der Bauingenieur, 1962, 37; S. 1–8.
- [Sau+92] Saul, R.; Lustgarten, P.; Rinne, K.-D.; Aschrafi, M.: *Verbundbrücke mit Rekordspannweite über den Rio Caroni/Venezuela*. In: Stahlbau, 1992, 61; S. 1–8.

- [SFF14] Schmidt, M.; Fehling, E.; Fröhlich, S. Hrsg.: *Nachhaltiges Bauen mit ultra-hochfestem Beton*. Ergebnisse des DFG-Schwerpunktprogrammes 1182. Kassel Univ. Press, Kassel, 2014.
- [Sch+04] Schmitt, V.; Seidl, G.; Hever, M.; Zapfe, C.: *Verbundbrücke Pöcking - Innovative VFT-Träger mit Betondübeln*. In: *Stahlbau*, 2004, 73; S. 387–393.
- [SKW14] Schnell, J.; Kohlmeyer, C.; Wolbring, M.: *Untersuchungen zum Tragverhalten und zur Tragfähigkeit von Mikroverbundträgern mit Stegöffnungen*. Fraunhofer IRB Verl., Stuttgart, 2014.
- [Sei09] Seidl, G.: *Behaviour and load bearing capacity of composite dowels in steel-concrete composite girders*. Dissertation, Breslau, 2009.
- [SB09] Seidl, G.; Braun, A.: *VFT-WIB-Brücke bei Vigaun - Verbundbrücke mit externer Bewehrung*. In: *Stahlbau*, 2009, 78; S. 86–93.
- [Sei+10] Seidl, G.; Viehhus, E.; Berthelley, J.; Mangerig, I.; Wagner, R.; Lorenc, W.; Kozuch, M.; Franssen, J.-M.; Janssen, D.; Ikäheimonen, J.; Lundmark, R.; Hechler, O.; Popa, N.: *Final Report - Preco-Beam Prefabricated Enduring Composite Beams based on Innovative Shear Transmission*, RFSR-CT-2006-00030, 2010.
- [Sei+12] Seidl, G.; Hoyer, O.; Zanon, R.; Popa, N.; Lorenc, W.; Rowiński, S.; Kozuch, M.; Franssen, J.-M.; Fohn, T.; Carrasco, C. H.; Farhang, A.; Ikäheimonen, J.; Nüsse, G.: *Design Guide Precoplus - Prefabricated Enduring Composite Beams based on Innovative Shear Transmission*, RFCS RFS2-CT-2011-00026 Preco+, 2012.
- [Sei+13a] Seidl, G.; Stambuk, M.; Hoyer, O.; Ungermann, D.; Schneider, S.: *Forschungsvorhaben P757- Stahlleichtverbund- Bauweise*. Entwicklung, Optimierung und wirtschaftlicher Einsatz im Bauwesen, Forschungsbericht SSF Ingenieure / Technische Universität Dortmund, 2013.
- [Sei+13b] Seidl, G.; Viehues, E.; Berthelley, J.; Mangerig, I.; Wagner, R.; Lorenc, W.; Kozuch, M.; Franssen, J.-M.; Janssen, D.; Ikäheimonen, J.; Lundmark, R.; Hechler, O.; Popa, N.: *Prefabricated enduring composite beams based on innovative shear transmission (Preco-Beam)*. Publications Office, Luxembourg, 2013.
- [Sei+13c] Seidl, G.; Stambuk, M.; Lorenc, W.; Kołakowski, T.; Petzek, E.: *Wirtschaftliche Verbundbauweisen im Brückenbau - Bauweisen mit Verbunddübeln*. In: *Stahlbau*, 2013, 82; S. 510–521.
- [SW90] Siegert, J.; Wapenhans, W.: *Erstanwendung von Stahlverbundträgern mit stehender Lochleiste*. In: *Bauplanung - Bautechnik*, 1990, 44; S. 310–312.
- [SM14] Sobek, W.; Mittelstädt, J.: *Lokale Lasteinleitung von Druck-, Zug- und Querkraftbeanspruchungen mit Implantaten in Bauteile aus ultra-hochfestem Beton*. In (Schmidt, M.; Fehling, E.; Fröhlich, S.): *Nachhaltiges Bauen mit ultra-hochfestem Beton*. Ergebnisse des DFG-Schwerpunktprogrammes 1182. Kassel Univ. Press, Kassel, 2014; S. 643–660.

- [Spe08] Speck, K.: *Beton unter mehraxialer Beanspruchung*. Ein Materialgesetz für Hochleistungsbetone unter Kurzzeitbelastung. Dissertation, Dresden, 2008.
- [SC10] Speck, K.; Curbach, M.: *Ein einheitliches dreiaxiales Bruchkriterium für alle Betone*. In: Beton- und Stahlbetonbau, 2010, 105; S. 233–243.
- [SS14] Stengel, T.; Schießl, P.: *Nachhaltigkeit von UHPC mit Hilfe von Sachbilanz und Wirkungsabschätzung*. In (Schmidt, M.; Fehling, E.; Fröhlich, S.): *Nachhaltiges Bauen mit ultra-hochfestem Beton*. Ergebnisse des DFG-Schwerpunktprogrammes 1182. Kassel Univ. Press, Kassel, 2014; S. 15–30.
- [Sun+17] Sun, Q.; Fan, J.; Lu, X.; Wang, Z.: *Experimental research on the behaviour of short headed stud in non-steam-cured UHPC under tensile and shear load*. In (François Toutlemonde; Jacques Resplendino): *AFGC-ACI-fib-RILEM International Conference on Ultra-High-Performance Fibre-Reinforced Concrete*. UHPFRC, 2017; S. 461–470.
- [Thi15] Thiemicke, J.: *Zum Querkrafttragverhalten von UHPC-Balken mit kombinierter Bewehrung aus Stahlfasern und Stabstahl*. Kassel, Univ., Diss., 2014. Universitätsbibliothek Kassel, Kassel, 2015.
- [Thu66] Thul, H.: *Stählerne Straßenbrücken in der Bundesrepublik*. In: Der Bauingenieur, 1966, 41; S. 169–189.
- [TK06] Tue, N. V.; Küchler, M.: *Knotengestaltung hybrider Fachwerkkonstruktionen*. Entwicklung neuartiger Tragwerkskonzepte unter Verwendung von Ultrahochleistungsbeton (UHFB). In: Bautechnik, 2006, 83; S. 315–324.
- [Val07] Valente, M. I. B.: *Experimental Studies on Shear Connection Systems in Steel and Lightweight Concrete Composite Bridges*. Dissertation, Minho, Portugal, 2007.
- [vH12] van Nalta, R. F.; Hansen, T. B.: *Ultra thin Hi-Con Balconies – First Application in Holland*. In (Schmidt, M.; Fehling, E.): *Proceedings of Hipermat 2012 - 3rd International Symposium on UHPC and Nanotechnology for Construction Materials*. Kassel Univ. Press, Kassel, 2012; S. 1005–1010.
- [VH92] Veldanda, M. R.; Hosain, M. U.: *Behaviour of perfobond rib shear connectors*. Push-out tests. In: Canadian Journal of Civil Engineering, 1992, 19; S. 1–10.
- [Wap93] Wapenhans, W.: *Zur Entwicklungsgeschichte des Stahlverbundbaus in Deutschland bis 1992*. Selbstverlag, Dresden, 1993.
- [WMY07] Watanabe, N.; Musha, H.; Yoshinaga, K.: *Design and performance tests for bridge using ultra high strength fiber reinforced concrete*. In: 23th US - Japan Bridge Engineering Workshop, 2007.
- [WX13] Wei, X.; Xiao, L.: *Mechanical behaviour and failure mechanism of perfobond shear connectors in steel-concrete hybrid structure*. In (International Association for Bridge and Structural Engineering): *IABSE Symposium Report, Volume 99, Number 26*, 2013; S. 463–468.

- [WSK11] Wiese, S.; Schnell, J.; Kurz, W.: *Innovative Verbundmittel in Ultrahochleistungsbeton*. In: Beton- und Stahlbetonbau, 2011, 106; S. 694–699.
- [Wie13] Wiese, S.: *Zum Tragverhalten der neuartigen Verbundmittel "Stahlschare" für den filigranen Stahl-Beton-Verbundbau*. Dissertation, Kaiserslautern, 2013.
- [Wir+14] Wirojjanapirom, P.; Matsumoto, K.; Kono, K.; Kitamura, T.; Niwa, J.: *Experimental Study on Shear Behavior of PBL Joint Connections for UFC-PC Hybrid Girder*. In: Journal of JSCE, 2014, 2; S. 285–298.
- [Wur98] Wurzer, O.: *Zur Tragfähigkeit von Betondübeln*. Dissertation, München, 1998.
- [Zap01] Zapfe, C.: *Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern mit Betondübeln zur Übertragung der Längsschubkräfte*. Dissertation, München, 2001.
- [Zem16] Zembrot, M.: *UHPC-Pilotprojekt "Bahnbrücke Beimerstetten"*. In: Brückenbau, 2016, 8; S. 128–131.
- [ZZ10] Zilch, K.; Zehetmaier, G.: *Bemessung im konstruktiven Betonbau*. Springer Verlag, Berlin, Heidelberg, 2010.

Push-Out Versuche

A.1 Übersicht

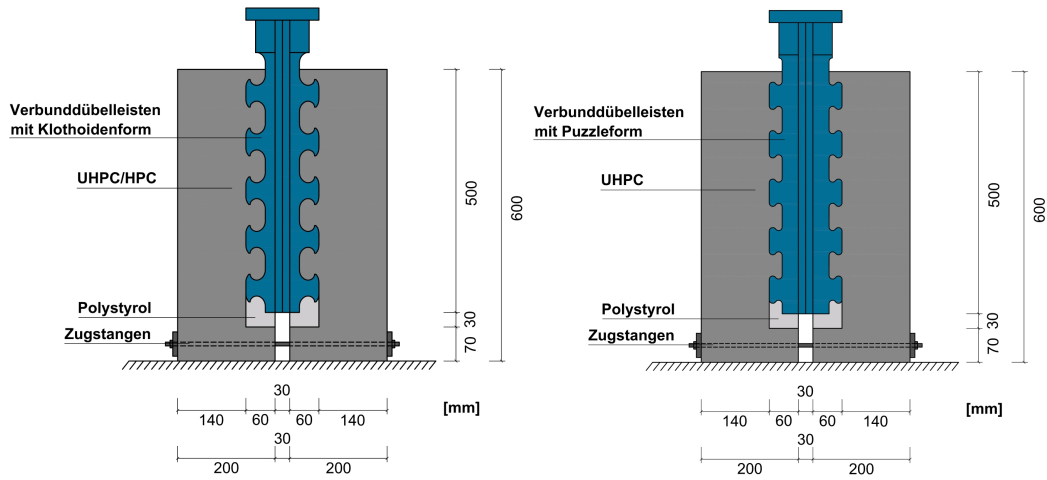
Insgesamt wurden für diese Arbeit 101 Push-Out Versuche durchgeführt und hinsichtlich des Trag- und Verformungsverhaltens ausgewertet. In der Regel wurden jeweils zwei Versuchskörper mit der gleichen Konfiguration hergestellt und getestet. Diese Versuchskörper sind beispielsweise POCL 1-1 benannt. Dies bedeutet, dass es sich um einen Push-Out Körper mit CL-Verbunddübelleiste handelt. Die erste Zahl ist eine fortlaufende Nummerierung der unterschiedlichen Konfigurationen und die zweite Zahl gibt an, um welchen der beiden gleichen Versuchskörper es sich handelt. Abweichend hiervon wurden beim POCL 30 drei Versuchskörper getestet.

Zwei zusätzliche Push-Out Körper (POCL 28-1 und 28-2) wurden nur hergestellt, um die Faserorientierung und -anzahl im Bereich der Betondübel zu ermitteln. An diesen Körpern wurde kein Push-Out Versuch durchgeführt.

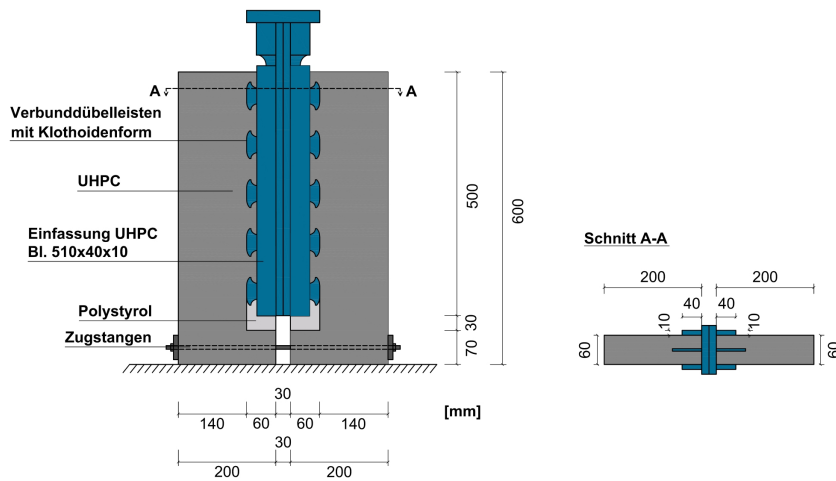
Die Versuchskörper unterscheiden sich im Hinblick auf die Dicke, Stahlgüte und Art der Verbunddübelleisten, die Dicke, Mischungszusammensetzung und Festigkeit des hoch- und ultrahochfesten Betons, den Fasergehalt, die Bewehrungsanordnung und die Vorbehandlung (Fett und Zyklen). Zusätzlich wurde der Versuchsaufbau variiert, wobei die Lagerung des Versuchskörpers, die Ausrichtung der Verbunddübelleiste im UHPC und eine Randeinfassung des Betons untersucht wurden.

Versuchsaufbau

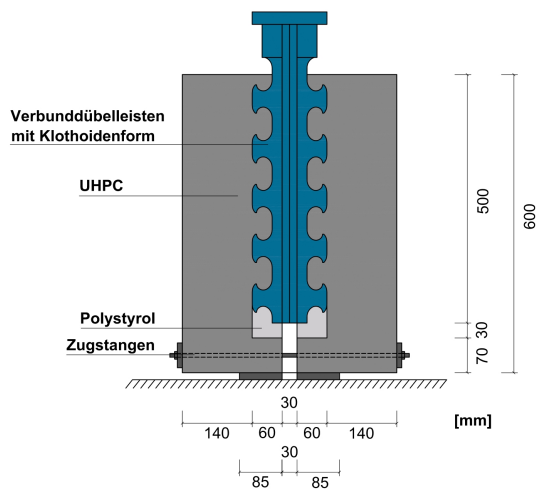
a) übliche Versuchskörper mit Verbundübeleisten mit Klothoiden- bzw. Puzzleform



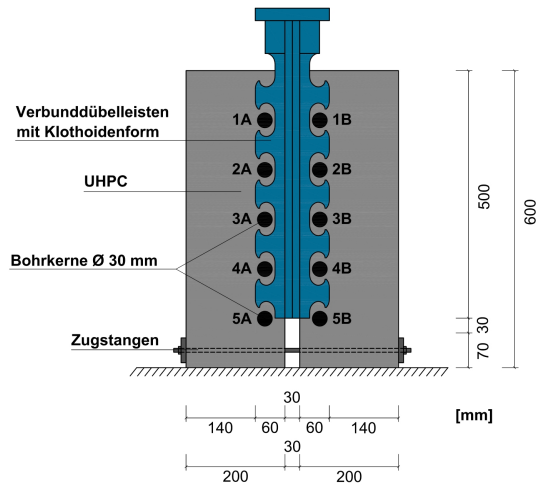
b) Versuchskörper mit Randeinfassung (POCL 12 und POCL 27)



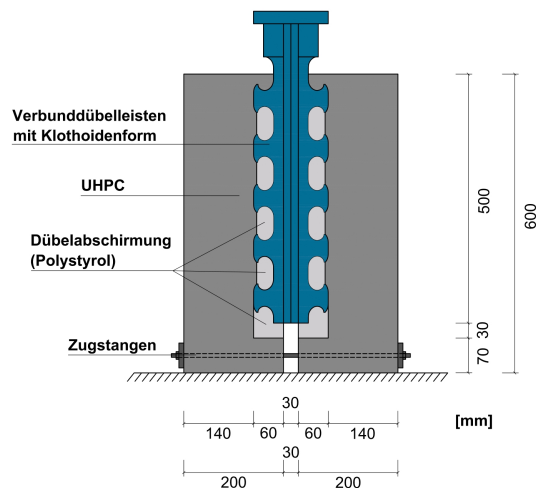
c) Versuchskörper mit reduzierter Aufstandsfläche (POCL 17)



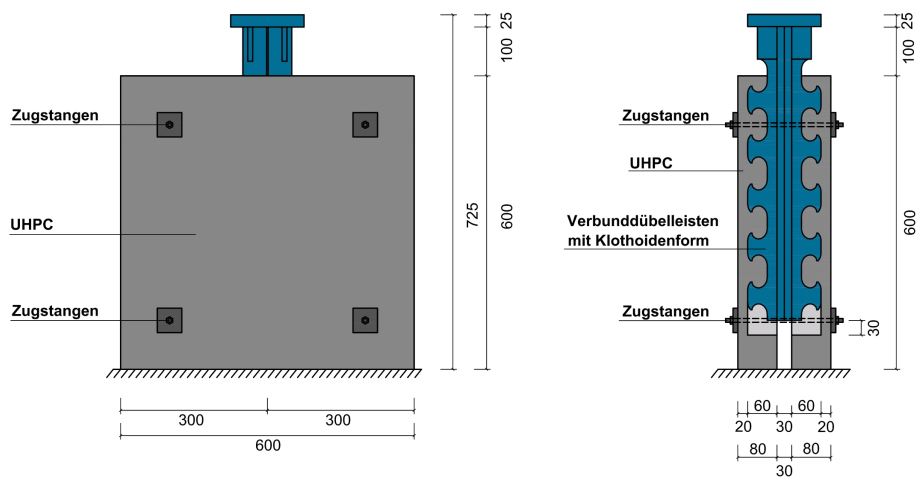
d) Versuchskörper zur Ermittlung der Faseranzahl und -orientierung (POCL 28)



e) Versuchskörper mit Dübelabschirmungen zur Ermittlung des Adhäsions- und Reibungseinflusses (POCL 36, POCL 37, POCL 43 und POCL 44)

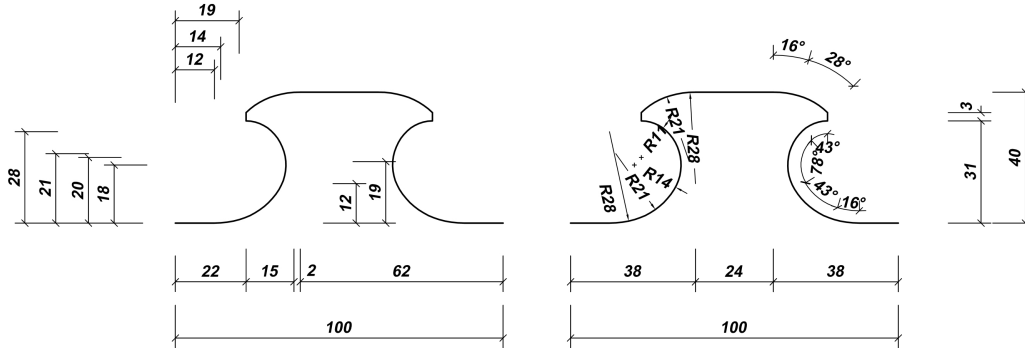


f) Versuchskörper mit einer Verbunddübelleiste (CL-Form) in Platten (POCL 46)

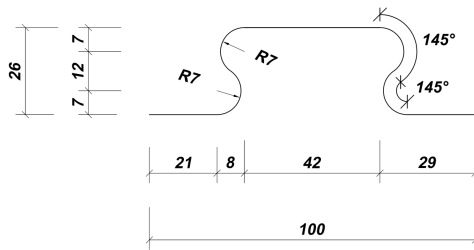


A.2 Konstruktionszeichnungen

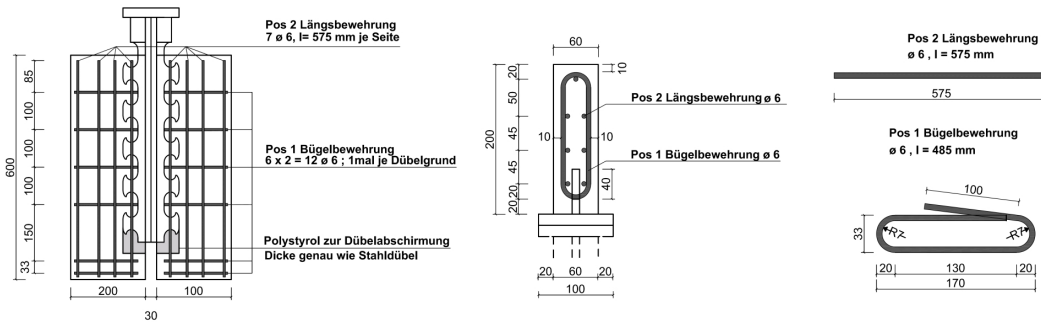
Detaildarstellungen der CL-Verbunddübelleisten mit Klothoidenform



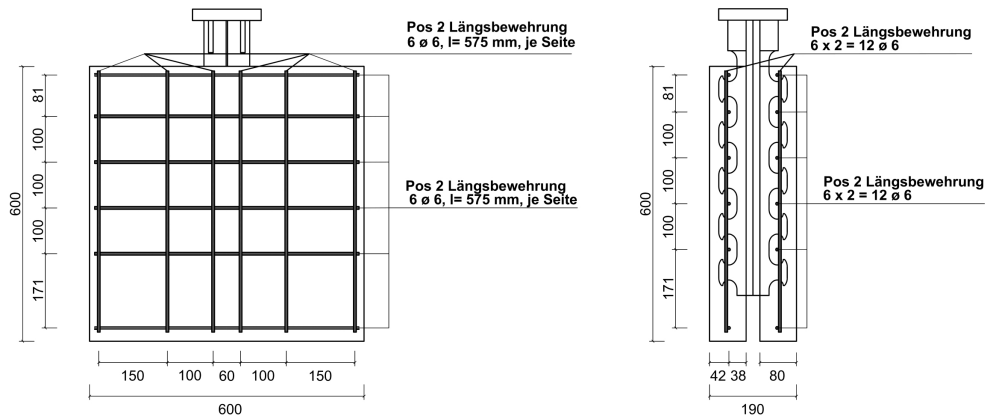
Detaildarstellungen der PZ-Verbunddübelleisten mit Puzzleform



Bewehrung der Push-Out Versuche in Scheiben



Bewehrung der Push-Out Versuche in Platten



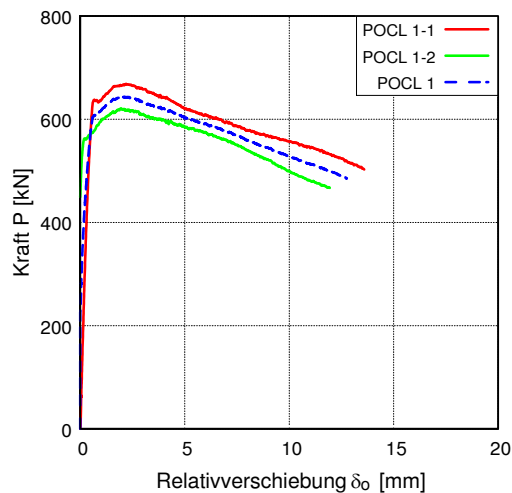
A.3 Versuchsergebnisse der Push-Out Versuche

POCL 1

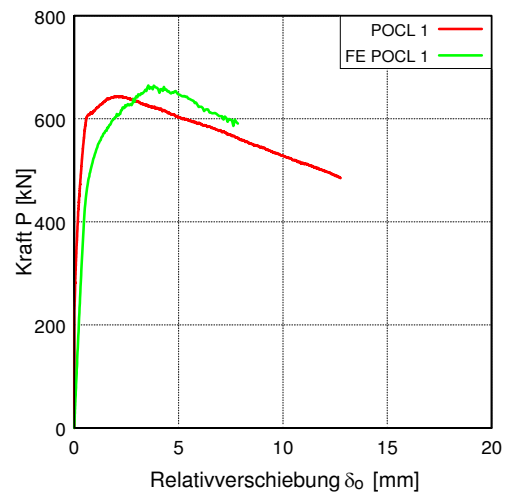
Übersicht der Versuchsparameter und -ergebnisse

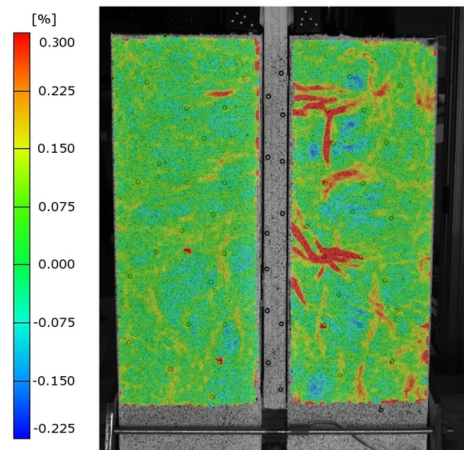
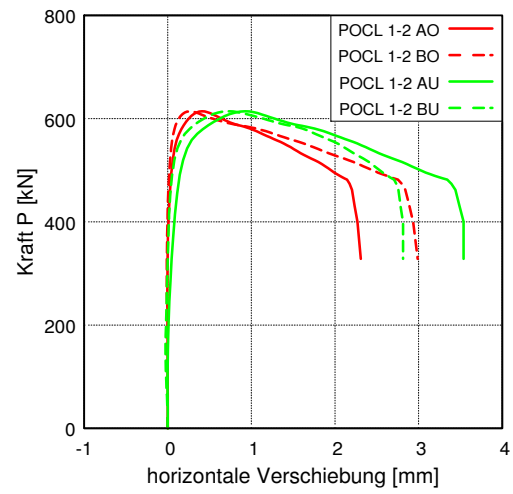
| Versuchsparameter und -ablauf | | POCL 1-1 | POCL 1-2 |
|--|----------------------|--------------|------------------------------|
| Betonrezeptur | - | B5Q-1 | B5Q-1 |
| Betondicke t_c | [mm] | 60 | 60 |
| Stahlfaserbewehrung | [Vol.-%] | 2,5 | 2,5 |
| Stabstahl-Bewehrung | - | mit | mit |
| Platte oder Scheibe | - | Scheibe | Scheibe |
| Betonage | - | stehend | stehend |
| Stahlsorte Verbunddübelbleiste | - | S 355 | S 355 |
| Form der Verbunddübelbleiste | - | Klothoide CL | Klothoide CL |
| Dicke Verbunddübelbleiste t_{CL} | [mm] | 5 | 5 |
| Verwendung von Fett | - | nein | nein |
| Zyklische Vorbelastung | - | nein | nein |
| Messtechnik | - | δ_o | δ_o , Aramis + Pontos |
| Materialeigenschaften | | | |
| Druckfestigkeit $f_{cm,cyl,300}$ | [N/mm ²] | 133,0 | 133,0 |
| Druckfestigkeit $f_{cm,150}$ | [N/mm ²] | 136,3 | 136,3 |
| Zugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | - | - |
| Biegezugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | 29,2 | 29,2 |
| E-Modul Beton $E_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 48.645 | 48.645 |
| Streckgrenze CL-Leiste $f_{y,CL}$ | [N/mm ²] | 417,0 | 417,0 |
| Zugfestigkeit CL-Leiste $f_{u,CL}$ | [N/mm ²] | 551,6 | 551,6 |
| E-Modul Verbunddübelbleiste E_{CL} | [N/mm ²] | 205.500 | 205.500 |
| Versuchsergebnisse | | | |
| maximale Last P_{max} | [kN] | 668,6 | 621,1 |
| Relativverschiebung δ bei P_{max} | [mm] | 2,19 | 1,94 |
| Duktilität δ_{uk} | [mm] | 5,72 | 6,30 |
| Steifigkeit c_o | [kN/mm] | 1.382 | 1.520 |
| Steifigkeit c_u | [kN/mm] | - | 4.292 |

Auswertungen der Wegaufnehmer



Finite Elemente Berechnungen



Auswertungen des optischen Messsystems

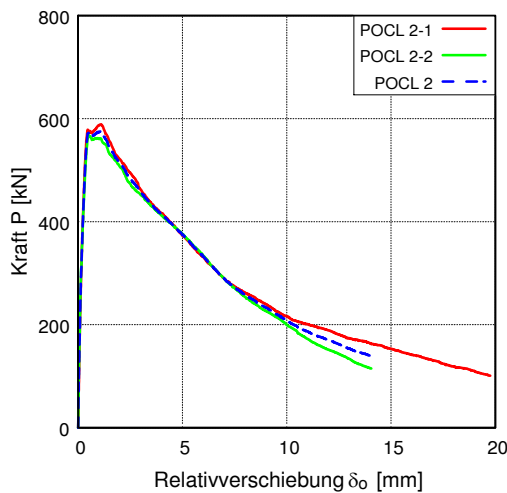
Rissbild beim POCL 1-2 nach Versuchsende

POCL 2

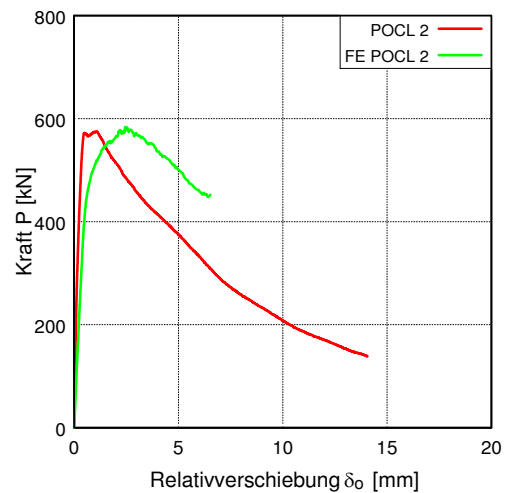
Übersicht der Versuchsparameter und -ergebnisse

| Versuchsparameter und -ablauf | | POCL 2-1 | POCL 2-2 |
|--|----------------------|------------------------------|------------------------------|
| Betonrezeptur | - | B5Q-1 | B5Q-1 |
| Betondicke t_c | [mm] | 60 | 60 |
| Stahlfaserbewehrung | [Vol.-%] | 2,5 | 2,5 |
| Stabstahl-Bewehrung | - | ohne | ohne |
| Platte oder Scheibe | - | Scheibe | Scheibe |
| Betonage | - | stehend | stehend |
| Stahlsorte Verbunddübelbleiste | - | S 355 | S 355 |
| Form der Verbunddübelbleiste | - | Klothoide CL | Klothoide CL |
| Dicke Verbunddübelbleiste t_{CL} | [mm] | 5 | 5 |
| Verwendung von Fett | - | nein | nein |
| Zyklische Vorbelastung | - | nein | nein |
| Messtechnik | - | δ_o , Aramis + Pontos | δ_o , Aramis + Pontos |
| Materialeigenschaften | | | |
| Druckfestigkeit $f_{cm,cyl,300}$ | [N/mm ²] | 134,4 | 134,4 |
| Druckfestigkeit $f_{cm,150}$ | [N/mm ²] | 143,9 | 143,9 |
| Zugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | - | - |
| Biegezugfestigkeit $f_{ctfm,28d}$ | [N/mm ²] | 36,1 | 36,1 |
| E-Modul Beton $E_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 48.214 | 48.214 |
| Streckgrenze CL-Leiste $f_{y,CL}$ | [N/mm ²] | 417,0 | 417,0 |
| Zugfestigkeit CL-Leiste $f_{u,CL}$ | [N/mm ²] | 551,6 | 551,6 |
| E-Modul Verbunddübelbleiste E_{CL} | [N/mm ²] | 205.500 | 205.500 |
| Versuchsergebnisse | | | |
| maximale Last P_{max} | [kN] | 588,4 | 567,8 |
| Relativverschiebung δ bei P_{max} | [mm] | 1,09 | 0,51 |
| Duktilität δ_{uk} | [mm] | 1,63 | 1,74 |
| Steifigkeit c_o | [kN/mm] | 1.911 | 1.996 |
| Steifigkeit c_u | [kN/mm] | 5.106 | 5.192 |

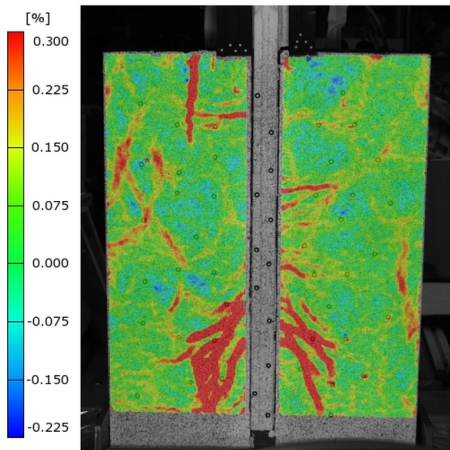
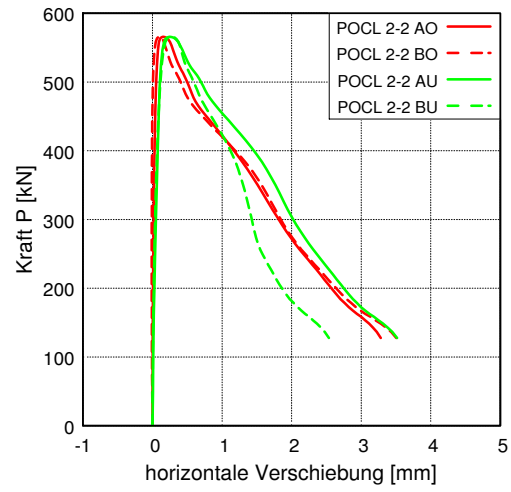
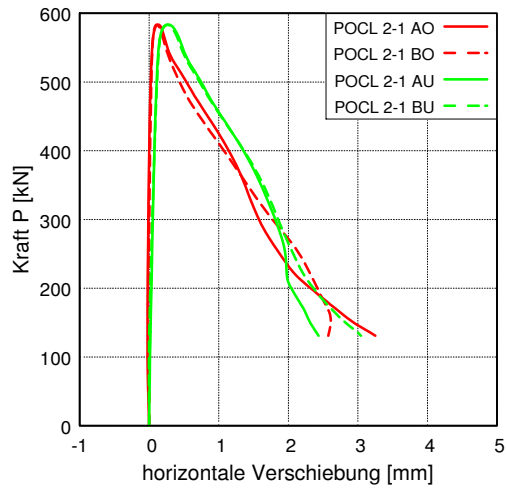
Auswertungen der Wegaufnehmer



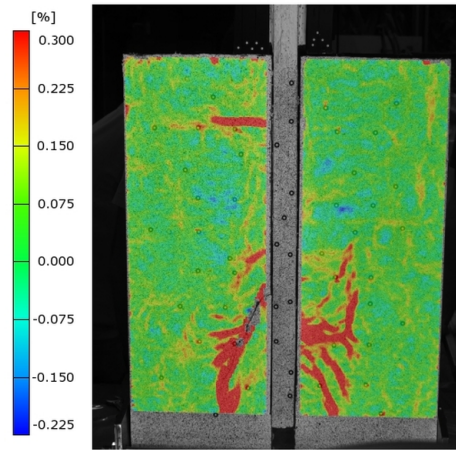
Finite Elemente Berechnungen



Auswertungen des optischen Messsystems



Rissbild beim POCL 2-1 nach Versuchsende



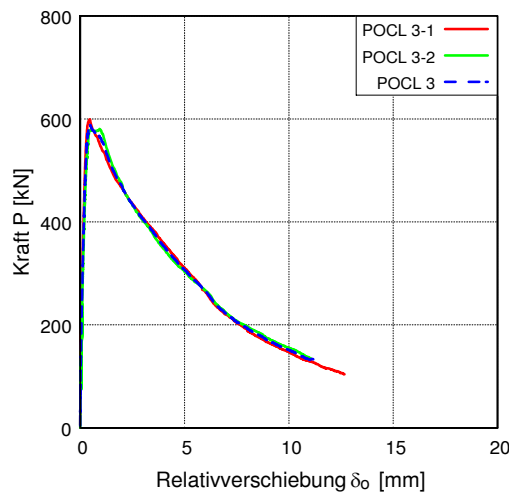
Rissbild beim POCL 2-2 nach Versuchsende

POCL 3

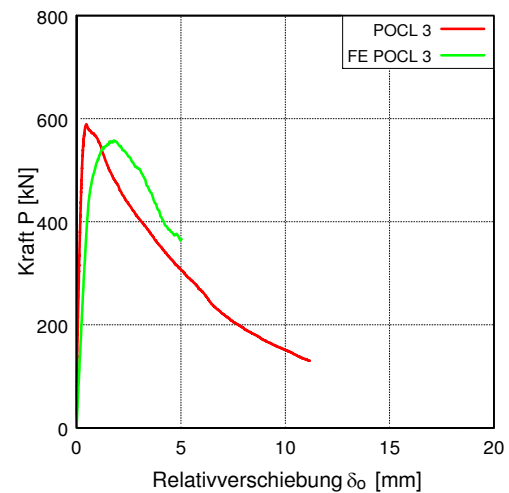
Übersicht der Versuchsparameter und -ergebnisse

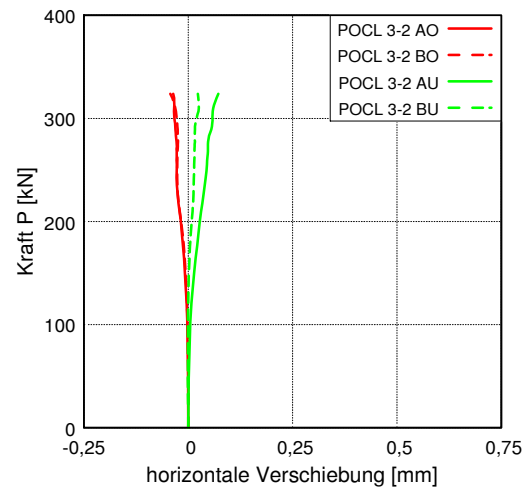
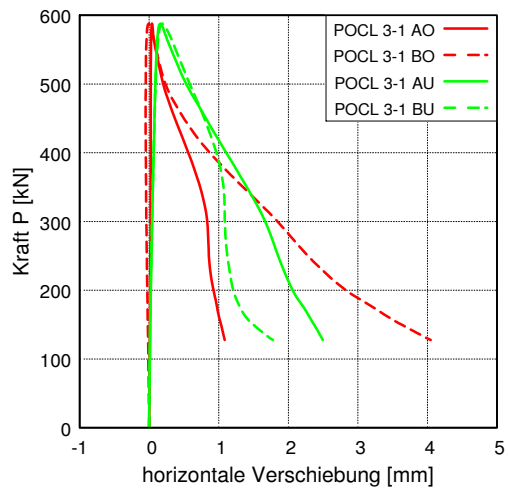
| Versuchsparameter und -ablauf | | POCL 3-1 | POCL 3-2 |
|--|----------------------|---------------------|---------------------|
| Betonrezeptur | - | B5Q-1 | B5Q-1 |
| Betondicke t_c | [mm] | 50 | 50 |
| Stahlfaserbewehrung | [Vol.-%] | 2,5 | 2,5 |
| Stabstahl-Bewehrung | - | ohne | ohne |
| Platte oder Scheibe | - | Scheibe | Scheibe |
| Betonage | - | stehend | stehend |
| Stahlsorte Verbunddübelbleiste | - | S 355 | S 355 |
| Form der Verbunddübelbleiste | - | Klothoide CL | Klothoide CL |
| Dicke Verbunddübelbleiste t_{CL} | [mm] | 5 | 5 |
| Verwendung von Fett | - | nein | nein |
| Zyklische Vorbelastung | - | nein | ja |
| Messtechnik | - | δ_o , Pontos | δ_o , Pontos |
| Materialeigenschaften | | | |
| Druckfestigkeit $f_{cm,cyl,300}$ | [N/mm ²] | 158,3 | 158,3 |
| Druckfestigkeit $f_{cm,150}$ | [N/mm ²] | 159,7 | 159,7 |
| Zugfestigkeit $f_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | - | - |
| Biegezugfestigkeit $f_{cflm,28d}$ | [N/mm ²] | 33,5 | 33,5 |
| E-Modul Beton $E_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 48.638 | 48.638 |
| Streckgrenze CL-Leiste $f_{y,CL}$ | [N/mm ²] | 417,0 | 417,0 |
| Zugfestigkeit CL-Leiste $f_{u,CL}$ | [N/mm ²] | 551,6 | 551,6 |
| E-Modul Verbunddübelbleiste E_{CL} | [N/mm ²] | 205.500 | 205.500 |
| Versuchsergebnisse | | | |
| maximale Last P_{max} | [kN] | 599,2 | 580,6 |
| Relativverschiebung δ bei P_{max} | [mm] | 0,47 | 0,93 |
| Duktilität δ_{uk} | [mm] | 0,95 | 1,29 |
| Steifigkeit c_o | [kN/mm] | 2.458 | 1.980 |
| Steifigkeit c_u | [kN/mm] | 3.855 | 4.686 |

Auswertungen der Wegaufnehmer



Finite Elemente Berechnungen



Auswertungen des optischen Messsystems

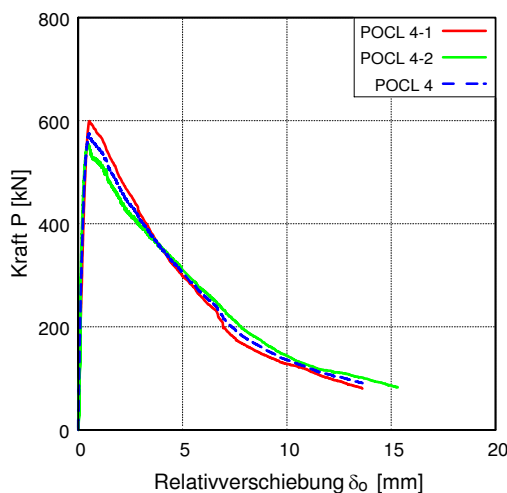
Bei 320 kN ist die optische Messung des Versuchskörpers POCL 3-2 ausgefallen.

POCL 4

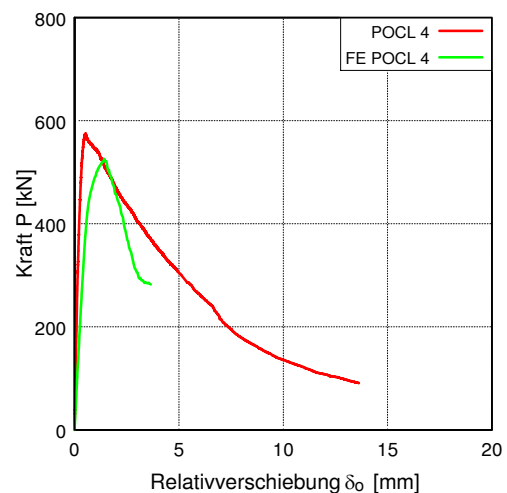
Übersicht der Versuchsparameter und -ergebnisse

| Versuchsparameter und -ablauf | | POCL 4-1 | POCL 4-2 |
|--|----------------------|---------------------|------------------------------|
| Betonrezeptur | - | B5Q-1 | B5Q-1 |
| Betondicke t_c | [mm] | 40 | 40 |
| Stahlfaserbewehrung | [Vol.-%] | 2,5 | 2,5 |
| Stabstahl-Bewehrung | - | ohne | ohne |
| Platte oder Scheibe | - | Scheibe | Scheibe |
| Betonage | - | stehend | stehend |
| Stahlsorte Verbunddübelbleiste | - | S 355 | S 355 |
| Form der Verbunddübelbleiste | - | Klothoide CL | Klothoide CL |
| Dicke Verbunddübelbleiste t_{CL} | [mm] | 5 | 5 |
| Verwendung von Fett | - | nein | nein |
| Zyklische Vorbelastung | - | nein | ja |
| Messtechnik | - | δ_o , Pontos | δ_o , Aramis + Pontos |
| Materialeigenschaften | | | |
| Druckfestigkeit $f_{cm,cyl,300}$ | [N/mm ²] | 158,3 | 158,3 |
| Druckfestigkeit $f_{cm,150}$ | [N/mm ²] | 158,8 | 158,8 |
| Zugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | - | - |
| Biegezugfestigkeit $f_{ctfm,28d}$ | [N/mm ²] | 33,2 | 33,2 |
| E-Modul Beton $E_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 48.638 | 48.638 |
| Streckgrenze CL-Leiste $f_{y,CL}$ | [N/mm ²] | 417,0 | 417,0 |
| Zugfestigkeit CL-Leiste $f_{u,CL}$ | [N/mm ²] | 551,6 | 551,6 |
| E-Modul Verbunddübelbleiste E_{CL} | [N/mm ²] | 205.500 | 205.500 |
| Versuchsergebnisse | | | |
| maximale Last P_{max} | [kN] | 599,2 | 554,1 |
| Relativverschiebung δ bei P_{max} | [mm] | 0,55 | 0,50 |
| Duktilität δ_{uk} | [mm] | 1,27 | 1,24 |
| Steifigkeit c_o | [kN/mm] | 1.599 | 2.275 |
| Steifigkeit c_u | [kN/mm] | 5.538 | 4.605 |

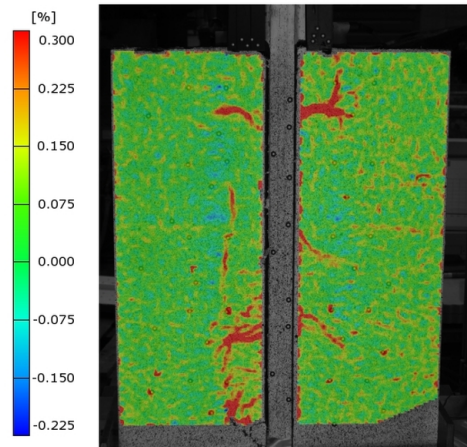
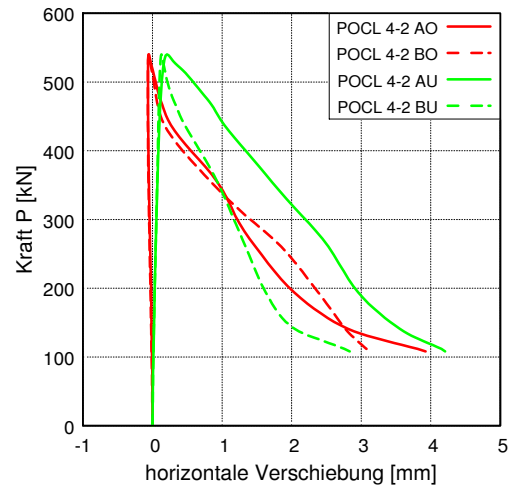
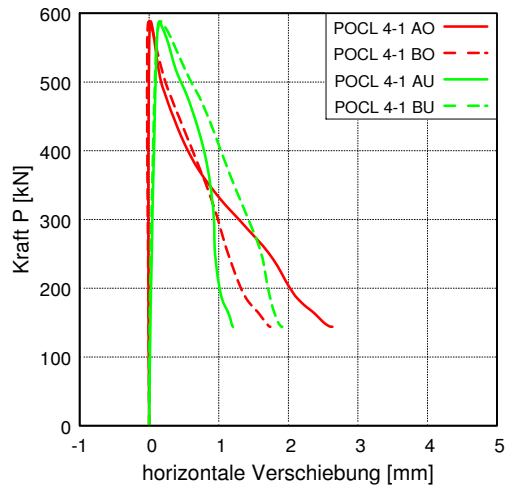
Auswertungen der Wegaufnehmer



Finite Elemente Berechnungen



Auswertungen des optischen Messsystems



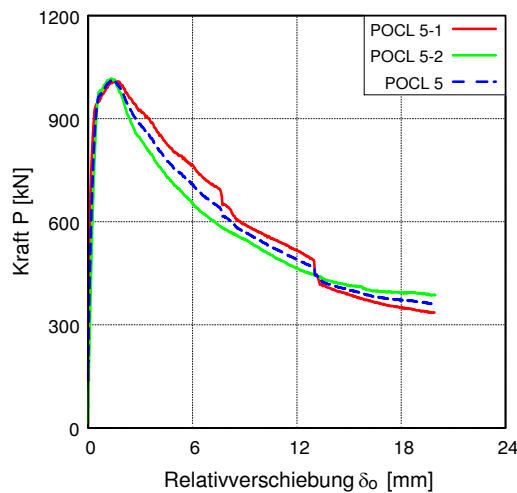
Rissbild beim POCL 4-2 nach Versuchsende

POCL 5

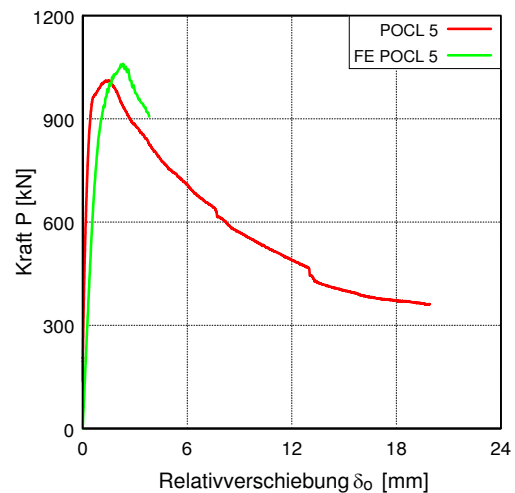
Übersicht der Versuchsparameter und -ergebnisse

| Versuchsparameter und -ablauf | | POCL 5-1 | POCL 5-2 |
|--|----------------------|------------------------------|------------------------------|
| Betonrezeptur | - | B5Q-1 | B5Q-1 |
| Betondicke t_c | [mm] | 60 | 60 |
| Stahlfaserbewehrung | [Vol.-%] | 2,5 | 2,5 |
| Stabstahl-Bewehrung | - | mit | mit |
| Platte oder Scheibe | - | Scheibe | Scheibe |
| Betonage | - | stehend | stehend |
| Stahlsorte Verbunddübelbleiste | - | S 355 | S 355 |
| Form der Verbunddübelbleiste | - | Klothoide CL | Klothoide CL |
| Dicke Verbunddübelbleiste t_{CL} | [mm] | 10 | 10 |
| Verwendung von Fett | - | nein | nein |
| Zyklische Vorbelastung | - | nein | nein |
| Messtechnik | - | δ_o , Aramis + Pontos | δ_o , Aramis + Pontos |
| Materialeigenschaften | | | |
| Druckfestigkeit $f_{cm,cyl,300}$ | [N/mm ²] | 134,4 | 134,4 |
| Druckfestigkeit $f_{cm,150}$ | [N/mm ²] | 136,3 | 136,3 |
| Zugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | - | - |
| Biegezugfestigkeit $f_{ctfm,28d}$ | [N/mm ²] | 36,1 | 36,1 |
| E-Modul Beton $E_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 48.214 | 48.214 |
| Streckgrenze CL-Leiste $f_{y,CL}$ | [N/mm ²] | 362,9 | 362,9 |
| Zugfestigkeit CL-Leiste $f_{u,CL}$ | [N/mm ²] | 527,0 | 527,0 |
| E-Modul Verbunddübelbleiste E_{CL} | [N/mm ²] | 196.000 | 196.000 |
| Versuchsergebnisse | | | |
| maximale Last P_{max} | [kN] | 1.009,9 | 1.016,9 |
| Relativverschiebung δ bei P_{max} | [mm] | 1,53 | 1,31 |
| Duktilität δ_{uk} | [mm] | 2,95 | 2,02 |
| Steifigkeit c_o | [kN/mm] | 2.282 | 2.334 |
| Steifigkeit c_u | [kN/mm] | 8.960 | 12.097 |

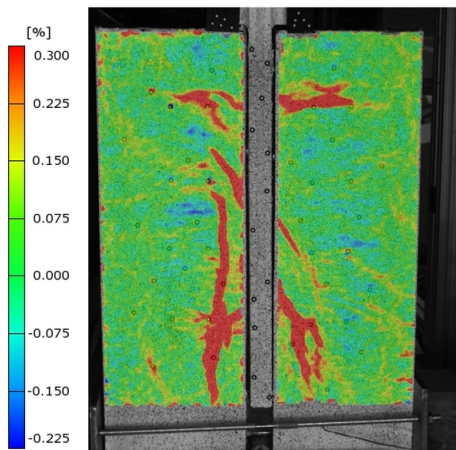
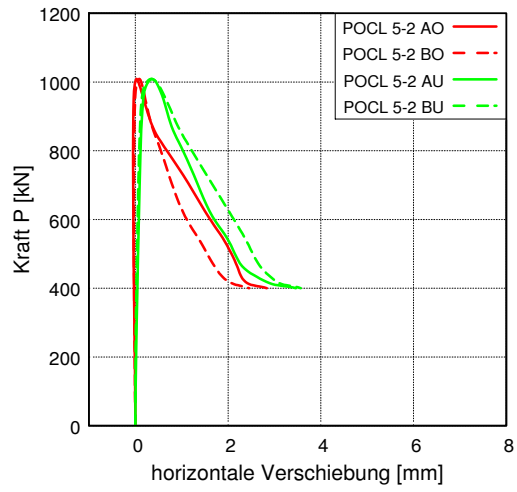
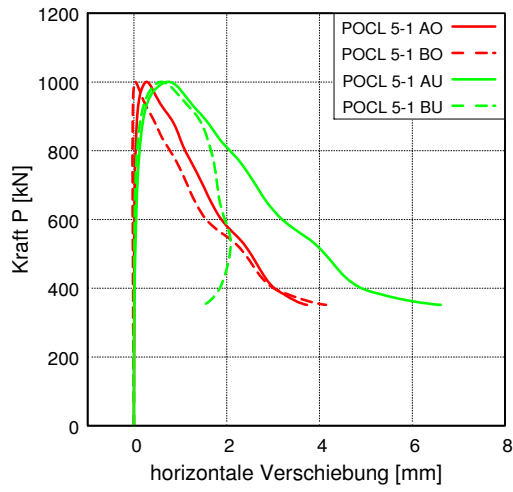
Auswertungen der Wegaufnehmer



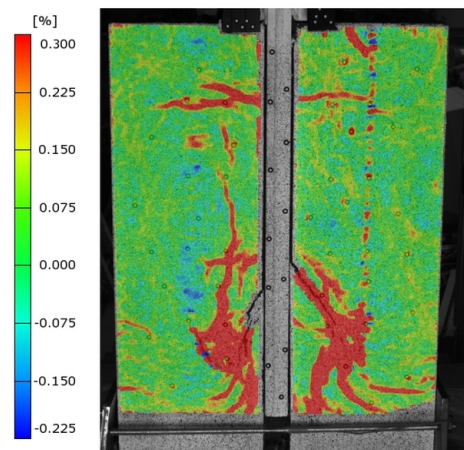
Finite Elemente Berechnungen



Auswertungen des optischen Messsystems



Rissbild beim POCL 5-1 nach Versuchsende



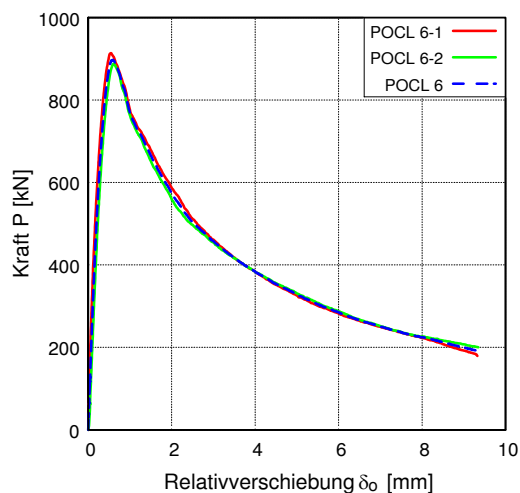
Rissbild beim POCL 5-2 nach Versuchsende

POCL 6

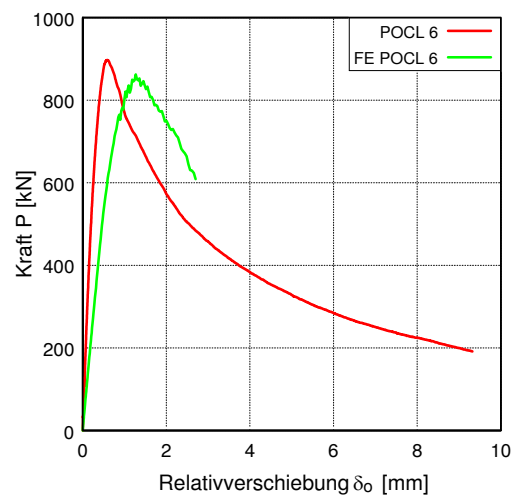
Übersicht der Versuchsparameter und -ergebnisse

| Versuchsparameter und -ablauf | | POCL 6-1 | POCL 6-2 |
|--|----------------------|------------------------------|------------------------------|
| Betonrezeptur | - | B5Q-1 | B5Q-1 |
| Betondicke t_c | [mm] | 60 | 60 |
| Stahlfaserbewehrung | [Vol.-%] | 2,5 | 2,5 |
| Stabstahl-Bewehrung | - | ohne | ohne |
| Platte oder Scheibe | - | Scheibe | Scheibe |
| Betonage | - | stehend | stehend |
| Stahlsorte Verbunddübelbleiste | - | S 355 | S 355 |
| Form der Verbunddübelbleiste | - | Klothoide CL | Klothoide CL |
| Dicke Verbunddübelbleiste t_{CL} | [mm] | 10 | 10 |
| Verwendung von Fett | - | nein | nein |
| Zyklische Vorbelastung | - | nein | nein |
| Messtechnik | - | δ_o , Aramis + Pontos | δ_o , Aramis + Pontos |
| Materialeigenschaften | | | |
| Druckfestigkeit $f_{cm,cyl,300}$ | [N/mm ²] | 134,4 | 134,4 |
| Druckfestigkeit $f_{cm,150}$ | [N/mm ²] | 142,8 | 142,8 |
| Zugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | - | - |
| Biegezugfestigkeit $f_{ctfm,28d}$ | [N/mm ²] | 36,1 | 36,1 |
| E-Modul Beton $E_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 48.214 | 48.214 |
| Streckgrenze CL-Leiste $f_{y,CL}$ | [N/mm ²] | 362,9 | 362,9 |
| Zugfestigkeit CL-Leiste $f_{u,CL}$ | [N/mm ²] | 527,0 | 527,0 |
| E-Modul Verbunddübelbleiste E_{CL} | [N/mm ²] | 196.000 | 196.000 |
| Versuchsergebnisse | | | |
| maximale Last P_{max} | [kN] | 913,6 | 888,0 |
| Relativverschiebung δ bei P_{max} | [mm] | 0,55 | 0,61 |
| Duktilität δ_{uk} | [mm] | 0,81 | 0,81 |
| Steifigkeit c_o | [kN/mm] | 2.975 | 2.358 |
| Steifigkeit c_u | [kN/mm] | 11.458 | 12.096 |

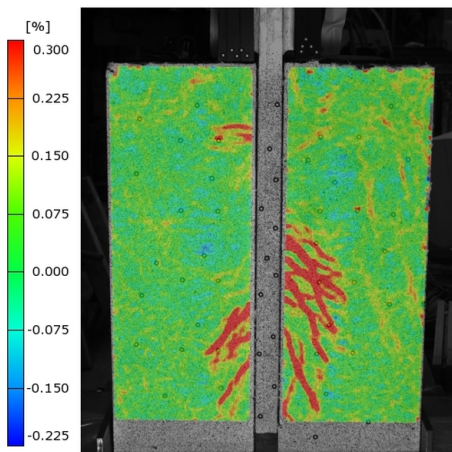
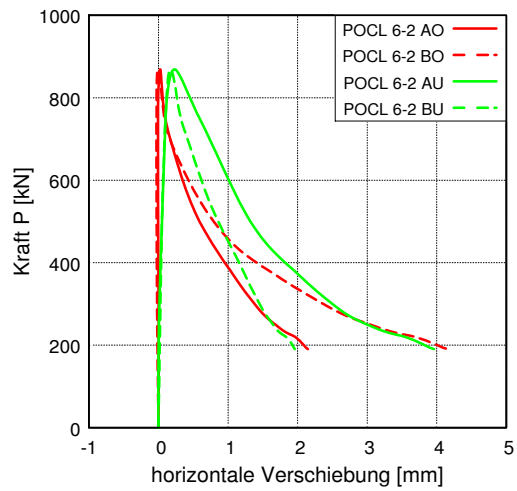
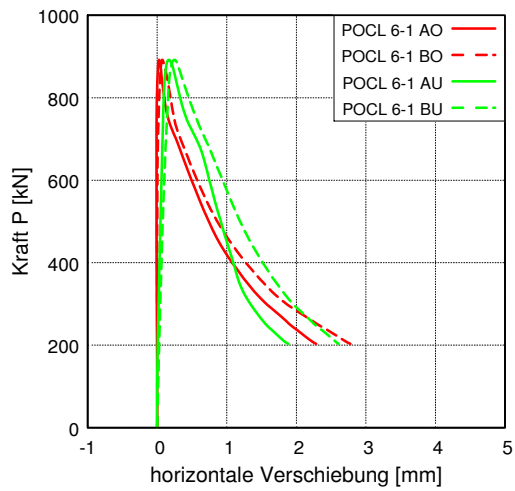
Auswertungen der Wegaufnehmer



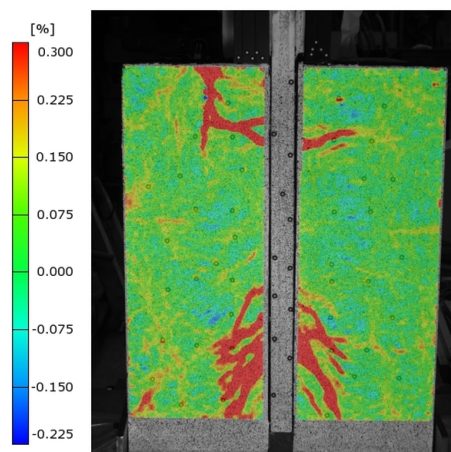
Finite Elemente Berechnungen



Auswertungen des optischen Messsystems



Rissbild beim POCL 6-1 nach Versuchsende



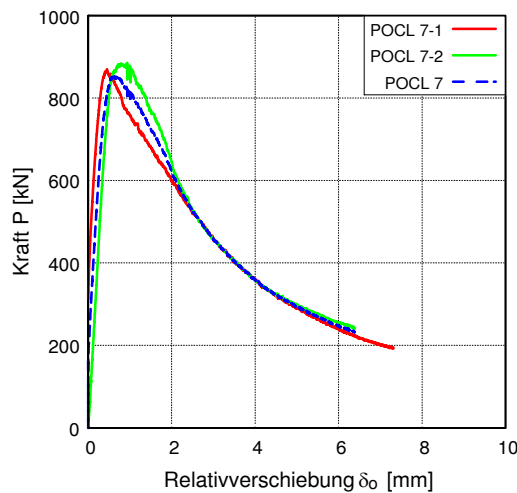
Rissbild beim POCL 6-2 nach Versuchsende

POCL 7

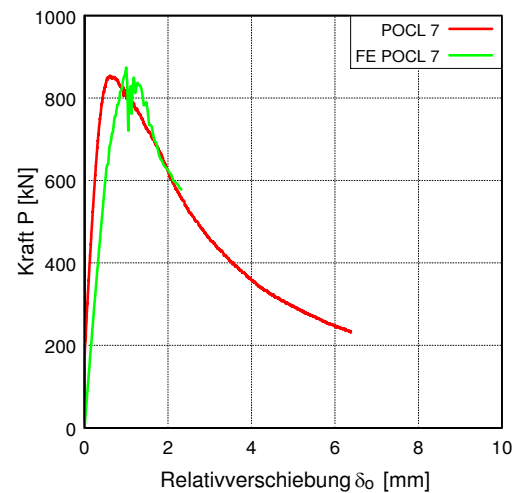
Übersicht der Versuchsparameter und -ergebnisse

| Versuchsparameter und -ablauf | | POCL 7-1 | POCL 7-2 |
|--|----------------------|---------------------|------------------------------|
| Betonrezeptur | - | B5Q-1 | B5Q-1 |
| Betondicke t_c | [mm] | 50 | 50 |
| Stahlfaserbewehrung | [Vol.-%] | 2,5 | 2,5 |
| Stabstahl-Bewehrung | - | ohne | ohne |
| Platte oder Scheibe | - | Scheibe | Scheibe |
| Betonage | - | stehend | stehend |
| Stahlsorte Verbunddübelbleiste | - | S 355 | S 355 |
| Form der Verbunddübelbleiste | - | Klothoide CL | Klothoide CL |
| Dicke Verbunddübelbleiste t_{CL} | [mm] | 10 | 10 |
| Verwendung von Fett | - | nein | nein |
| Zyklische Vorbelastung | - | nein | nein |
| Messtechnik | - | δ_o , Pontos | δ_o , Aramis + Pontos |
| Materialeigenschaften | | | |
| Druckfestigkeit $f_{cm,cyl,300}$ | [N/mm ²] | 134,4 | 134,4 |
| Druckfestigkeit $f_{cm,150}$ | [N/mm ²] | 148,3 | 148,3 |
| Zugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | - | - |
| Biegezugfestigkeit $f_{ctfm,28d}$ | [N/mm ²] | 33,0 | 33,0 |
| E-Modul Beton $E_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 48.214 | 48.214 |
| Streckgrenze CL-Leiste $f_{y,CL}$ | [N/mm ²] | 362,9 | 362,9 |
| Zugfestigkeit CL-Leiste $f_{u,CL}$ | [N/mm ²] | 527,0 | 527,0 |
| E-Modul Verbunddübelbleiste E_{CL} | [N/mm ²] | 196.000 | 196.000 |
| Versuchsergebnisse | | | |
| maximale Last P_{max} | [kN] | 869,8 | 885,5 |
| Relativverschiebung δ bei P_{max} | [mm] | 0,45 | 0,93 |
| Duktilität δ_{uk} | [mm] | 0,77 | 1,25 |
| Steifigkeit c_o | [kN/mm] | 1.324 | 1.832 |
| Steifigkeit c_u | [kN/mm] | 6.345 | 9.255 |

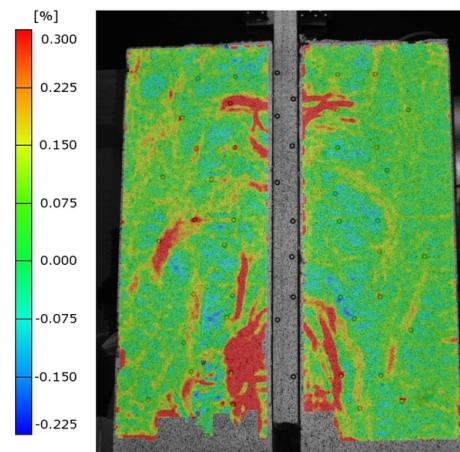
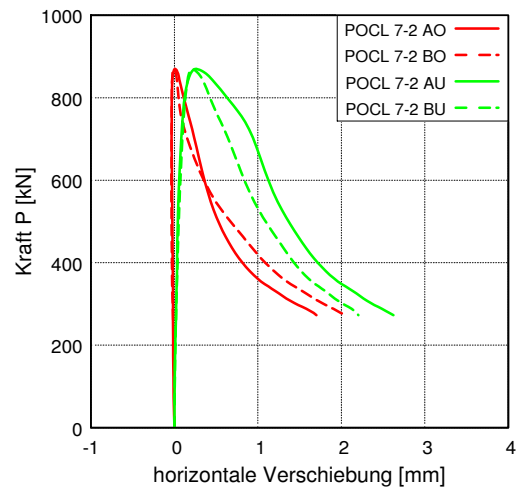
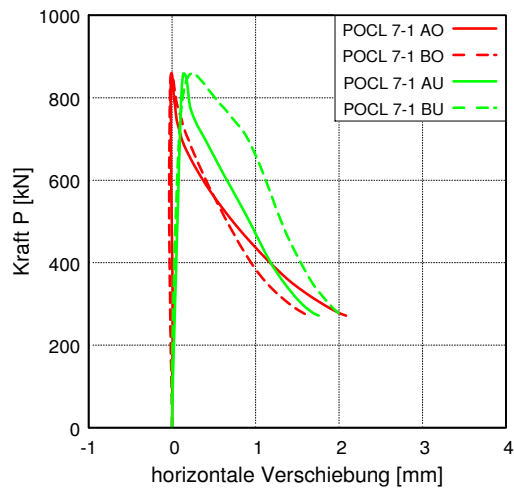
Auswertungen der Wegaufnehmer



Finite Elemente Berechnungen



Die FE-Ergebnisse wurden unter Ansatz einer Haftreibung erzielt.

Auswertungen des optischen Messsystems

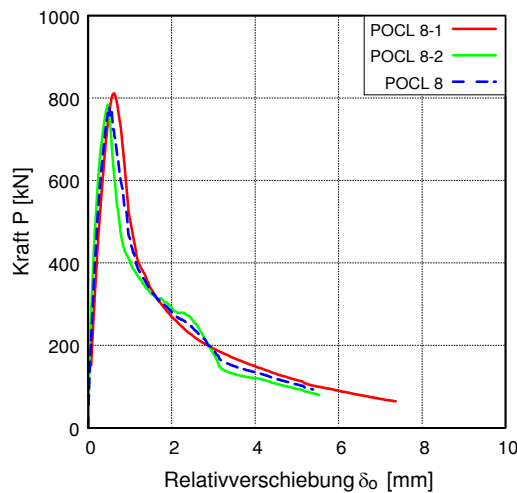
Rissbild beim POCL 7-2 nach Versuchsende

POCL 8

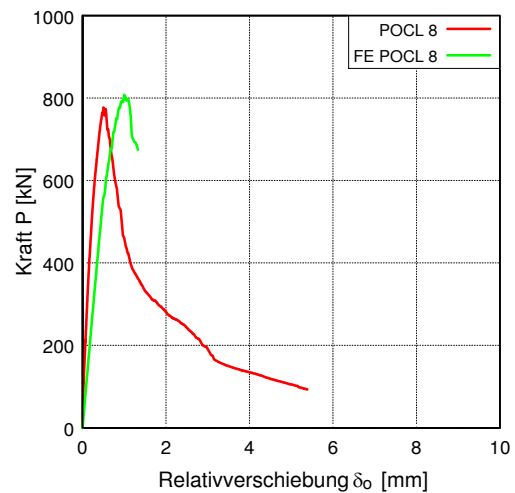
Übersicht der Versuchsparameter und -ergebnisse

| Versuchsparameter und -ablauf | | POCL 8-1 | POCL 8-2 |
|--|----------------------|------------------------------|------------------------------|
| Betonrezeptur | - | B5Q-1 | B5Q-1 |
| Betondicke t_c | [mm] | 40 | 40 |
| Stahlfaserbewehrung | [Vol.-%] | 2,5 | 2,5 |
| Stabstahl-Bewehrung | - | ohne | ohne |
| Platte oder Scheibe | - | Scheibe | Scheibe |
| Betonage | - | stehend | stehend |
| Stahlsorte Verbunddübelbleiste | - | S 355 | S 355 |
| Form der Verbunddübelbleiste | - | Klothoide CL | Klothoide CL |
| Dicke Verbunddübelbleiste t_{CL} | [mm] | 10 | 10 |
| Verwendung von Fett | - | nein | nein |
| Zyklische Vorbelastung | - | nein | nein |
| Messtechnik | - | δ_o , Aramis + Pontos | δ_o , Aramis + Pontos |
| Materialeigenschaften | | | |
| Druckfestigkeit $f_{cm,cyl,300}$ | [N/mm ²] | 134,4 | 134,4 |
| Druckfestigkeit $f_{cm,150}$ | [N/mm ²] | 138,3 | 138,3 |
| Zugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | - | - |
| Biegezugfestigkeit $f_{ctfm,28d}$ | [N/mm ²] | 36,1 | 36,1 |
| E-Modul Beton $E_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 48.214 | 48.214 |
| Streckgrenze CL-Leiste $f_{y,CL}$ | [N/mm ²] | 362,9 | 362,9 |
| Zugfestigkeit CL-Leiste $f_{u,CL}$ | [N/mm ²] | 527,0 | 527,0 |
| E-Modul Verbunddübelbleiste E_{CL} | [N/mm ²] | 196.000 | 196.000 |
| Versuchsergebnisse | | | |
| maximale Last P_{max} | [kN] | 811,2 | 783,9 |
| Relativverschiebung δ bei P_{max} | [mm] | 0,62 | 0,47 |
| Duktilität δ_{uk} | [mm] | 0,66 | 0,47 |
| Steifigkeit c_o | [kN/mm] | 1.232 | 1.450 |
| Steifigkeit c_u | [kN/mm] | - | 4481 |

Auswertungen der Wegaufnehmer

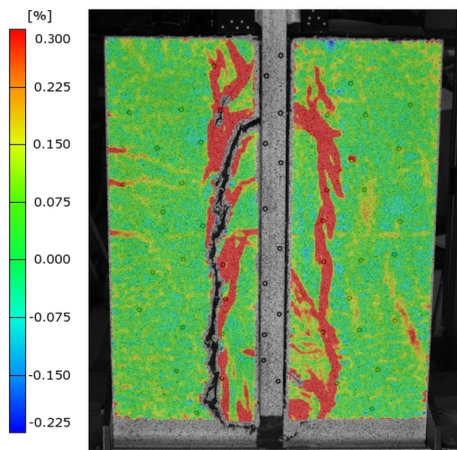
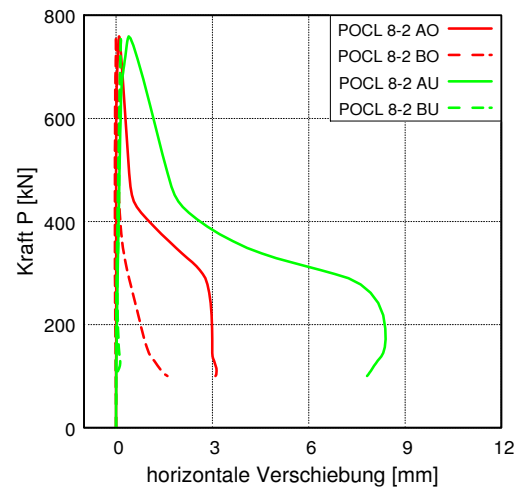


Finite Elemente Berechnungen

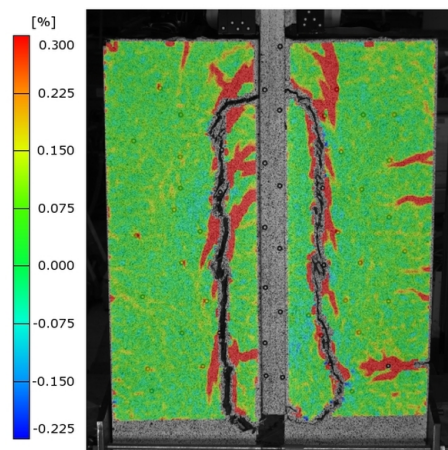


Die FE-Ergebnisse wurden unter Ansatz einer Haftreibung erzielt.

Auswertungen des optischen Messsystems



Rissbild beim POCL 8-1 nach Versuchsende



Rissbild beim POCL 8-2 nach Versuchsende

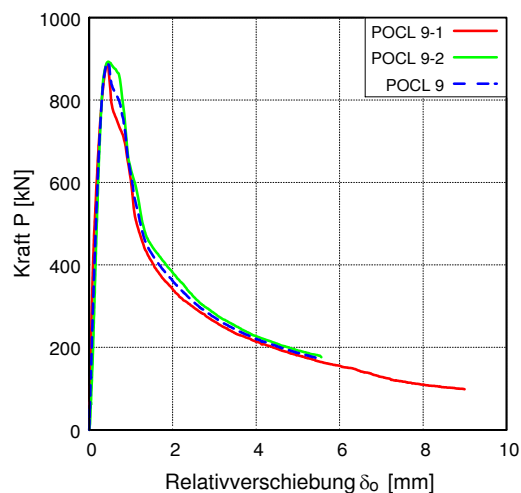
Die horizontale Verschiebung von POCL 8-1 konnte optisch nicht gemessen werden.

POCL 9

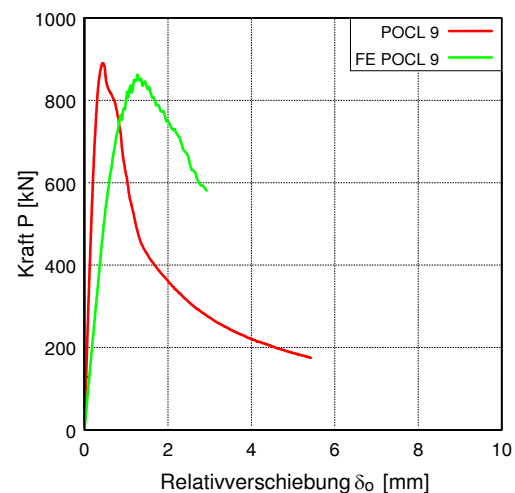
Übersicht der Versuchsparameter und -ergebnisse

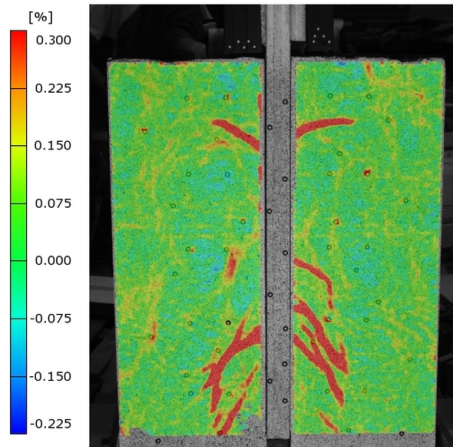
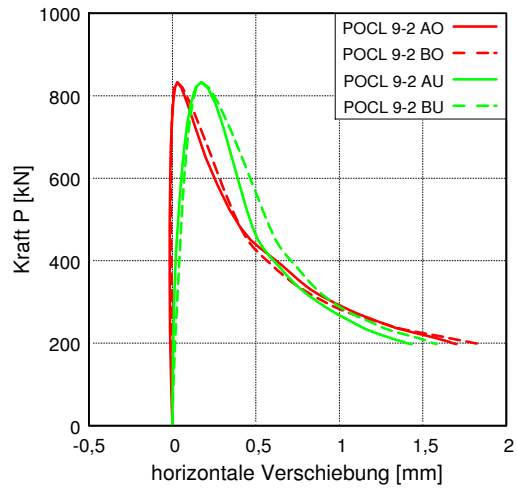
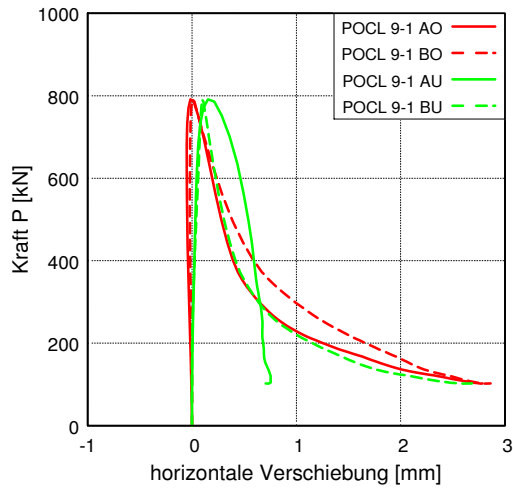
| Versuchsparameter und -ablauf | | POCL 9-1 | POCL 9-2 |
|--|----------------------|---------------------|------------------------------|
| Betonrezeptur | - | B5Q-1 | B5Q-1 |
| Betondicke t_c | [mm] | 60 | 60 |
| Stahlfaserbewehrung | [Vol.-%] | 0,9 | 0,9 |
| Stabstahl-Bewehrung | - | ohne | ohne |
| Platte oder Scheibe | - | Scheibe | Scheibe |
| Betonage | - | stehend | stehend |
| Stahlsorte Verbunddübelbleiste | - | S 355 | S 355 |
| Form der Verbunddübelbleiste | - | Klothoide CL | Klothoide CL |
| Dicke Verbunddübelbleiste t_{CL} | [mm] | 10 | 10 |
| Verwendung von Fett | - | nein | nein |
| Zyklische Vorbelastung | - | nein | nein |
| Messtechnik | - | δ_o , Pontos | δ_o , Aramis + Pontos |
| Materialeigenschaften | | | |
| Druckfestigkeit $f_{cm,cyl,300}$ | [N/mm ²] | 125,5 | 125,5 |
| Druckfestigkeit $f_{cm,150}$ | [N/mm ²] | 146,1 | 146,1 |
| Zugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | - | - |
| Biegezugfestigkeit $f_{ctfm,28d}$ | [N/mm ²] | 16,9 | 16,9 |
| E-Modul Beton $E_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 46.966 | 46.966 |
| Streckgrenze CL-Leiste $f_{y,CL}$ | [N/mm ²] | 362,9 | 362,9 |
| Zugfestigkeit CL-Leiste $f_{u,CL}$ | [N/mm ²] | 527,0 | 527,0 |
| E-Modul Verbunddübelbleiste E_{CL} | [N/mm ²] | 196.000 | 196.000 |
| Versuchsergebnisse | | | |
| maximale Last P_{max} | [kN] | 888,0 | 893,4 |
| Relativverschiebung δ bei P_{max} | [mm] | 0,43 | 0,46 |
| Duktilität δ_{uk} | [mm] | 0,47 | 0,71 |
| Steifigkeit c_o | [kN/mm] | 2.071 | 1.526 |
| Steifigkeit c_u | [kN/mm] | 7.216 | 10.573 |

Auswertungen der Wegaufnehmer



Finite Elemente Berechnungen



Auswertungen des optischen Messsystems

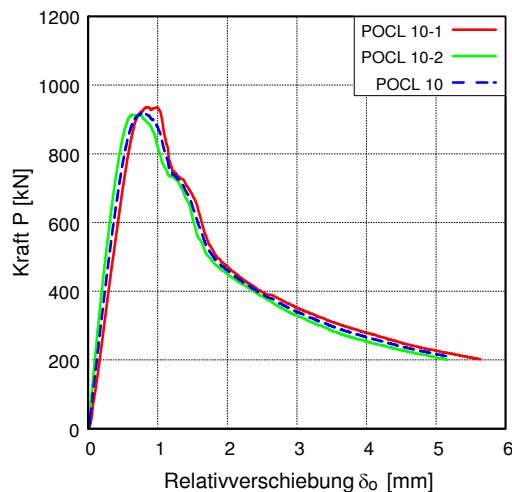
Rissbild beim POCL 9-2 nach Versuchsende

POCL 10

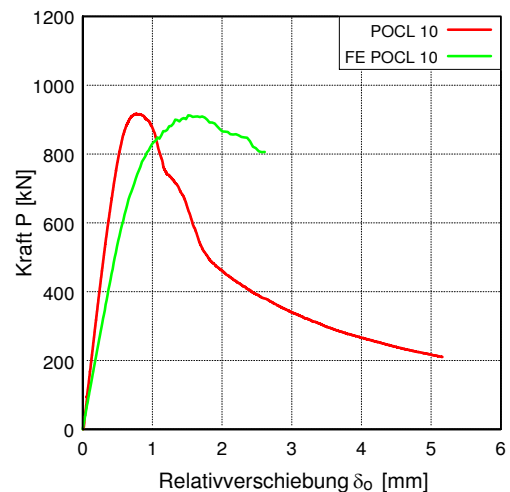
Übersicht der Versuchsparameter und -ergebnisse

| Versuchsparameter und -ablauf | | POCL 10-1 | POCL 10-2 |
|--|----------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|
| Betonrezeptur | - | B5Q | B5Q |
| Betondicke t_c | [mm] | 60 | 60 |
| Stahlfaserbewehrung | [Vol.-%] | 2,5 | 2,5 |
| Stabstahl-Bewehrung | - | ohne | ohne |
| Platte oder Scheibe | - | Scheibe | Scheibe |
| Betonage | - | stehend | stehend |
| Stahlsorte Verbunddübelbleiste | - | S 355 | S 355 |
| Form der Verbunddübelbleiste | - | Klothoide CL | Klothoide CL |
| Dicke Verbunddübelbleiste t_{CL} | [mm] | 10 | 10 |
| Verwendung von Fett | - | nein | nein |
| Zyklische Vorbelastung | - | nein | nein |
| Messtechnik | - | δ_o , Aramis + Pontos, DMS | δ_o , Aramis + Pontos, DMS |
| Matereialeigenschaften | | | |
| Druckfestigkeit $f_{cm,100}$ | [N/mm ²] | 187,3 | 187,3 |
| Druckfestigkeit $f_{cm,150}$ | [N/mm ²] | 180,0 | 180,0 |
| Zugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | 6,5 | 6,5 |
| Biegezugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | 26,6 | 26,6 |
| E-Modul Beton $E_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 53.182 | 53.182 |
| Streckgrenze CL-Leiste $f_{y,CL}$ | [N/mm ²] | 362,9 | 362,9 |
| Zugfestigkeit CL-Leiste $f_{u,CL}$ | [N/mm ²] | 527,0 | 527,0 |
| E-Modul Verbunddübelbleiste E_{CL} | [N/mm ²] | 196.000 | 196.000 |
| Versuchsergebnisse | | | |
| maximale Last P_{max} | [kN] | 936,0 | 914,5 |
| Relativverschiebung δ bei P_{max} | [mm] | 0,85 | 0,46 |
| Duktilität δ_{uk} | [mm] | 1,00 | 0,71 |
| Steifigkeit c_o | [kN/mm] | 1.497 | 1.933 |
| Steifigkeit c_u | [kN/mm] | 7.238 | 7.380 |

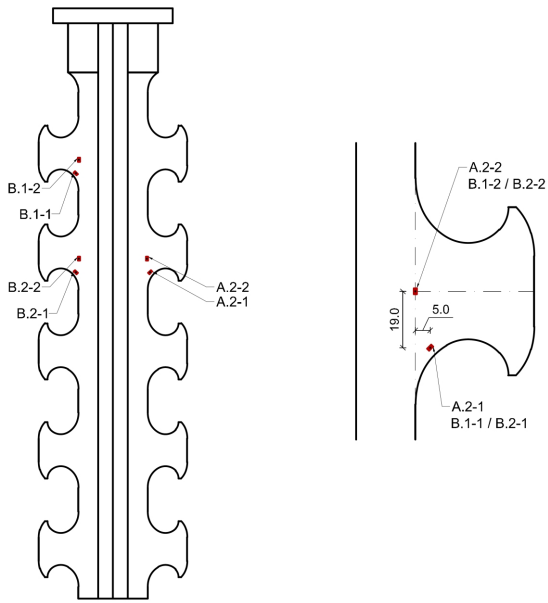
Auswertungen der Wegaufnehmer



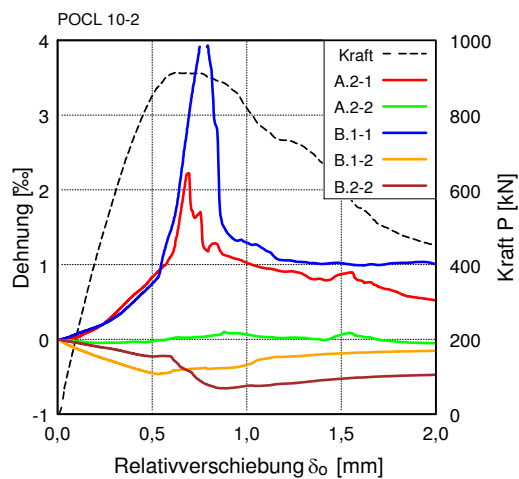
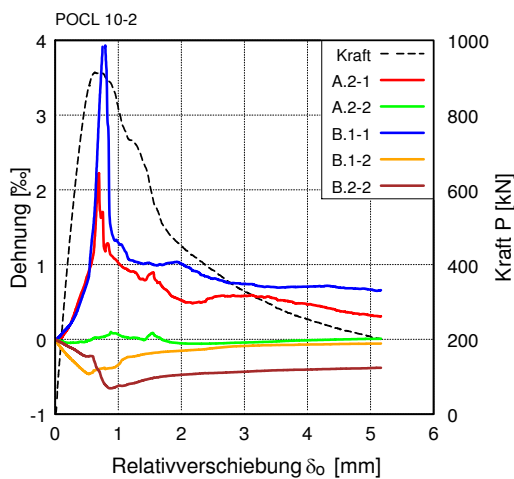
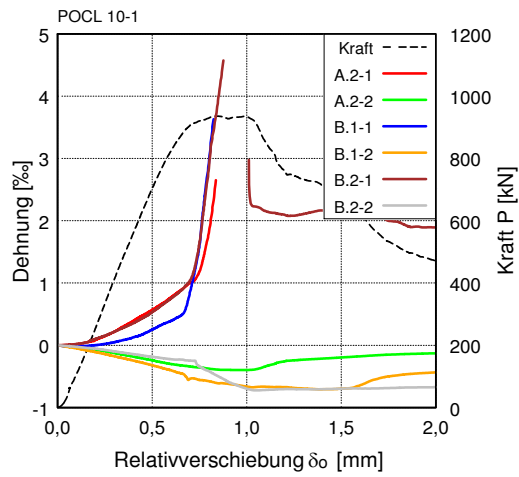
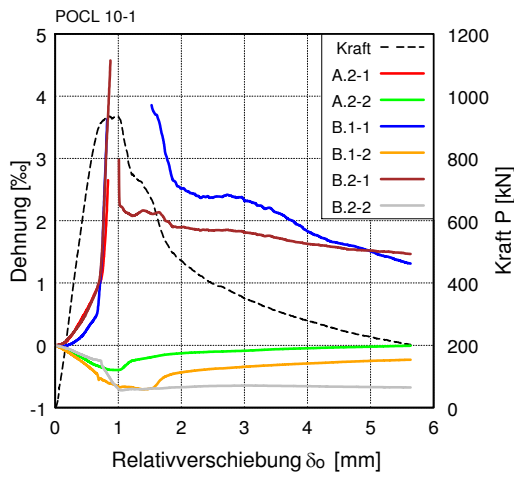
Finite Elemente Berechnungen



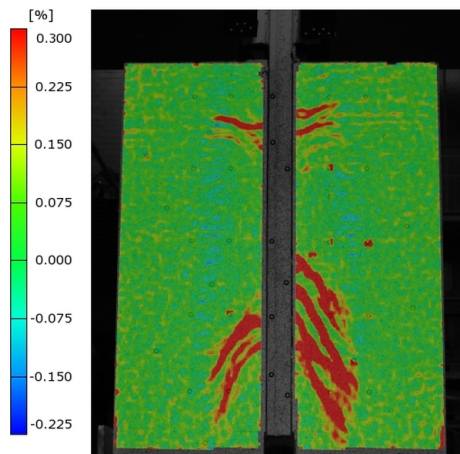
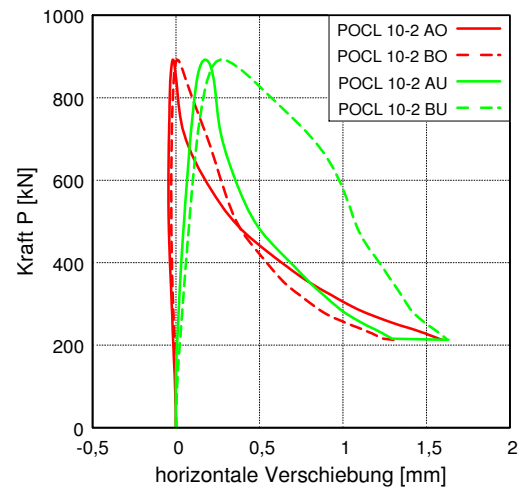
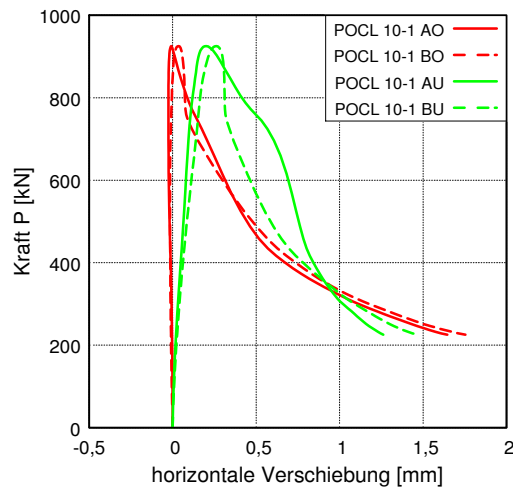
Lage der DMS für POCL 10-1 und 10-2 (POCL 10-2 ohne B.2-1)



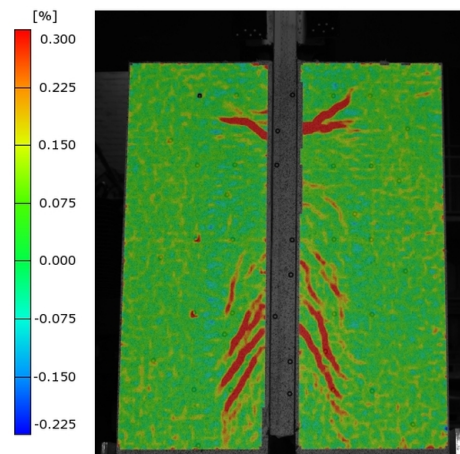
Auswertungen der DMS (jeweils über den gesamten Versuch und im Anfangsbereich)



Auswertungen des optischen Messsystems



Rissbild beim POCL 10-1 nach Versuchsende



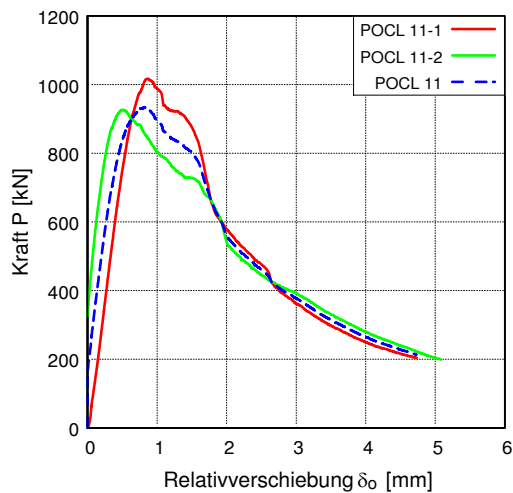
Rissbild beim POCL 10-2 nach Versuchsende

POCL 11

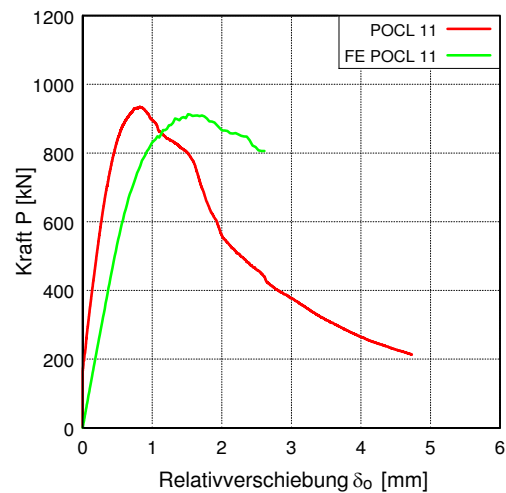
Übersicht der Versuchsparameter und -ergebnisse

| Versuchsparameter und -ablauf | | POCL 11-1 | POCL 11-2 |
|--|----------------------|------------------------------|------------------------------|
| Betonrezeptur | - | B5Q | B5Q |
| Betondicke t_c | [mm] | 60 | 60 |
| Stahlfaserbewehrung | [Vol.-%] | 2,5 | 2,5 |
| Stabstahl-Bewehrung | - | ohne | ohne |
| Platte oder Scheibe | - | Scheibe | Scheibe |
| Betonage | - | liegend | liegend |
| Stahlsorte Verbunddübelbleiste | - | S 355 | S 355 |
| Form der Verbunddübelbleiste | - | Klothoide CL | Klothoide CL |
| Dicke Verbunddübelbleiste t_{CL} | [mm] | 10 | 10 |
| Verwendung von Fett | - | nein | nein |
| Zyklische Vorbelastung | - | nein | nein |
| Messtechnik | - | δ_o , Aramis + Pontos | δ_o , Aramis + Pontos |
| Materialeigenschaften | | | |
| Druckfestigkeit $f_{cm,100}$ | [N/mm ²] | 187,3 | 187,3 |
| Druckfestigkeit $f_{cm,150}$ | [N/mm ²] | 180,0 | 180,0 |
| Zugfestigkeit $f_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 6,5 | 6,5 |
| Biegezugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | 26,6 | 26,6 |
| E-Modul Beton $E_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 53.182 | 53.182 |
| Streckgrenze CL-Leiste $f_{y,CL}$ | [N/mm ²] | 362,9 | 362,9 |
| Zugfestigkeit CL-Leiste $f_{u,CL}$ | [N/mm ²] | 527,0 | 527,0 |
| E-Modul Verbunddübelbleiste E_{CL} | [N/mm ²] | 196.000 | 196.000 |
| Versuchsergebnisse | | | |
| maximale Last P_{max} | [kN] | 1016,9 | 926,9 |
| Relativverschiebung δ bei P_{max} | [mm] | 0,85 | 0,51 |
| Duktilität δ_{uk} | [mm] | 1,21 | 0,81 |
| Steifigkeit c_o | [kN/mm] | 1.578 | 1.935 |
| Steifigkeit c_u | [kN/mm] | 8.733 | 6.232 |

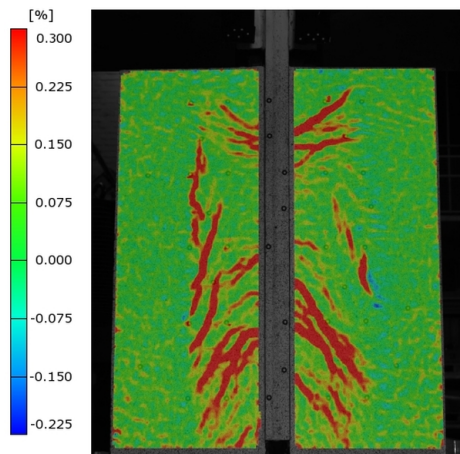
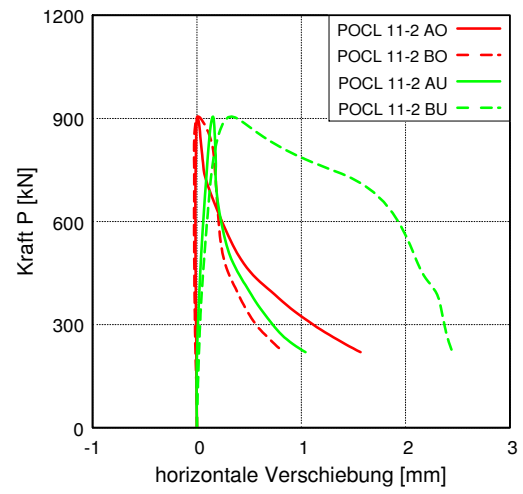
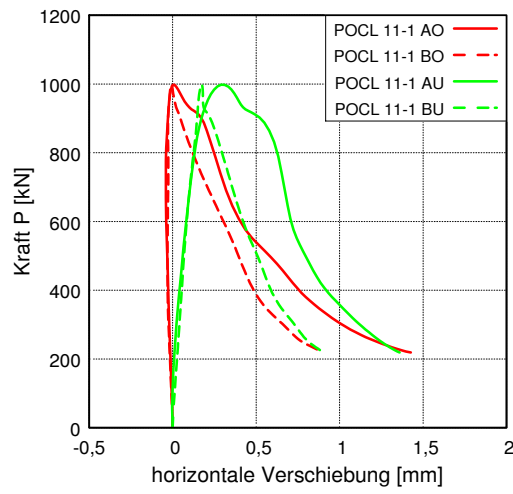
Auswertungen der Wegaufnehmer



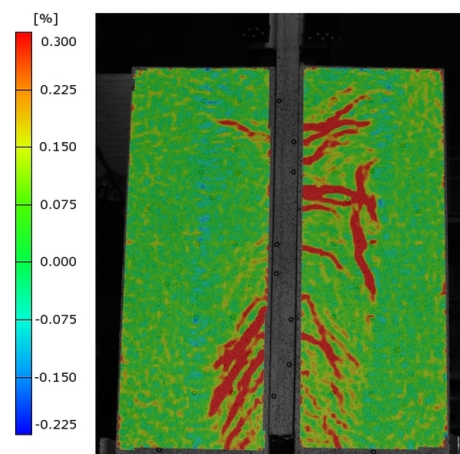
Finite Elemente Berechnungen



Auswertungen des optischen Messsystems



Rissbild beim POCL 11-1 nach Versuchsende



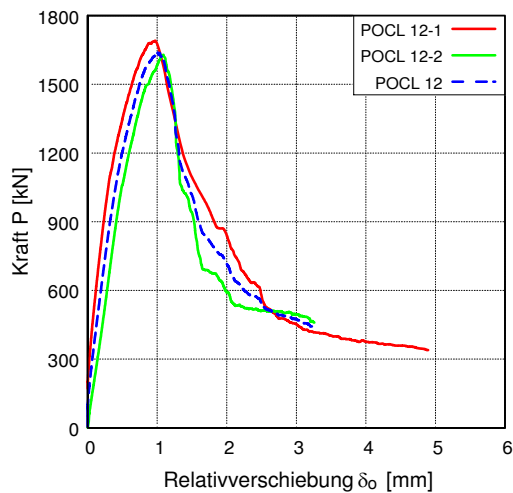
Rissbild beim POCL 11-2 nach Versuchsende

POCL 12

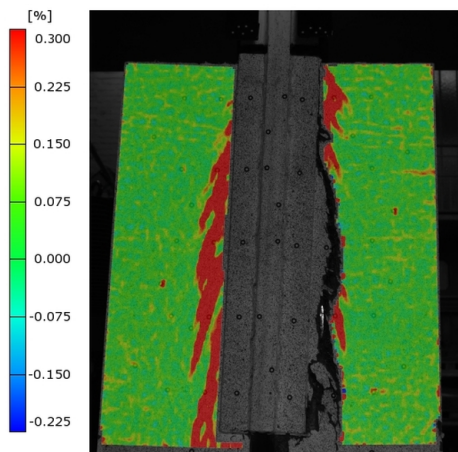
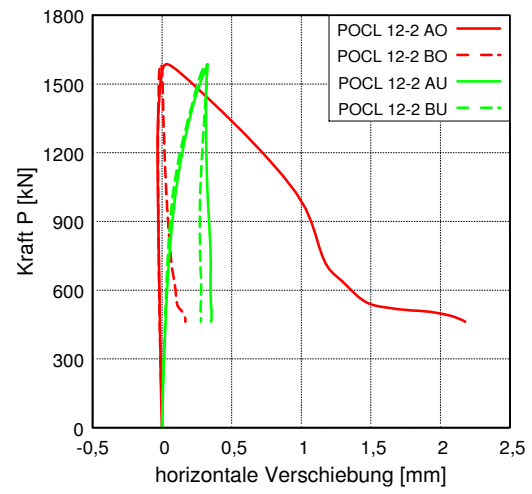
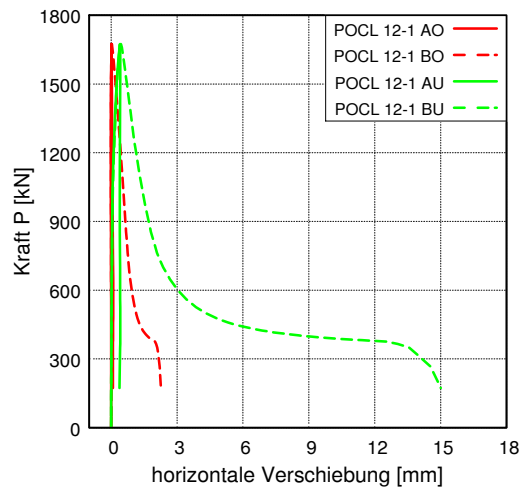
Übersicht der Versuchsparameter und -ergebnisse

| Versuchsparameter und -ablauf | | POCL 12-1 | POCL 12-2 |
|--|----------------------|------------------------------|------------------------------|
| Betonrezeptur | - | B5Q | B5Q |
| Betondicke t_c | [mm] | 60 | 60 |
| Stahlfaserbewehrung | [Vol.-%] | 2,5 | 2,5 |
| Stabstahl-Bewehrung | - | ohne | ohne |
| Platte oder Scheibe | - | Scheibe mit Einfassung | Scheibe mit Einfassung |
| Betonage | - | stehend | stehend |
| Stahlsorte Verbunddübelbleiste | - | S 355 | S 355 |
| Form der Verbunddübelbleiste | - | Klothoide CL | Klothoide CL |
| Dicke Verbunddübelbleiste t_{CL} | [mm] | 10 | 10 |
| Verwendung von Fett | - | nein | nein |
| Zyklische Vorbelastung | - | nein | nein |
| Messtechnik | - | δ_o , Aramis + Pontos | δ_o , Aramis + Pontos |
| Materialeigenschaften | | | |
| Druckfestigkeit $f_{cm,100}$ | [N/mm ²] | 187,3 | 187,3 |
| Druckfestigkeit $f_{cm,150}$ | [N/mm ²] | 180,0 | 180,0 |
| Zugfestigkeit $f_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 6,5 | 6,5 |
| Biegezugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | 26,6 | 26,6 |
| E-Modul Beton $E_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 53.182 | 53.182 |
| Streckgrenze CL-Leiste $f_{y,CL}$ | [N/mm ²] | 362,9 | 362,9 |
| Zugfestigkeit CL-Leiste $f_{u,CL}$ | [N/mm ²] | 527,0 | 527,0 |
| E-Modul Verbunddübelbleiste E_{CL} | [N/mm ²] | 196.000 | 196.000 |
| Versuchsergebnisse | | | |
| maximale Last P_{max} | [kN] | 1.690,1 | 1.628,5 |
| Relativverschiebung δ bei P_{max} | [mm] | 0,97 | 1,09 |
| Duktilität δ_{uk} | [mm] | 1,02 | 1,09 |
| Steifigkeit c_o | [kN/mm] | 3.225 | 2.163 |
| Steifigkeit c_u | [kN/mm] | 15.388 | 24.478 |

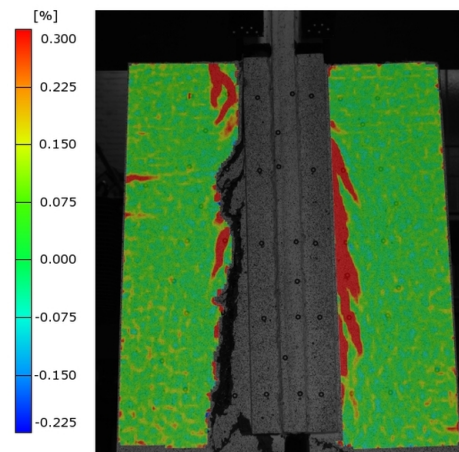
Auswertungen der Wegaufnahme



Auswertungen des optischen Messsystems



Rissbild beim POCL 12-1 nach Versuchsende



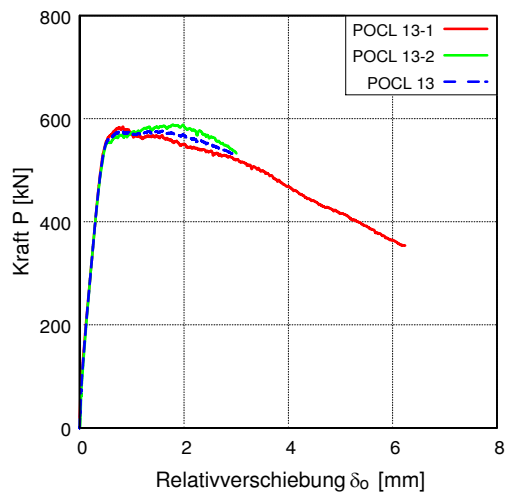
Rissbild beim POCL 12-2 nach Versuchsende

POCL 13

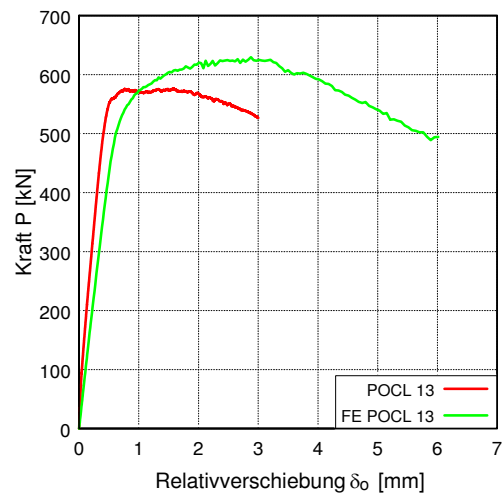
Übersicht der Versuchsparameter und -ergebnisse

| Versuchsparameter und -ablauf | | POCL 13-1 | POCL 13-2 |
|--|----------------------|------------------------------|------------------------------|
| Betonrezeptur | - | B5Q | B5Q |
| Betondicke t_c | [mm] | 60 | 60 |
| Stahlfaserbewehrung | [Vol.-%] | 2,5 | 2,5 |
| Stabstahl-Bewehrung | - | ohne | ohne |
| Platte oder Scheibe | - | Scheibe | Scheibe |
| Betonage | - | stehend | stehend |
| Stahlsorte Verbunddübelbleiste | - | S 355 | S 355 |
| Form der Verbunddübelbleiste | - | Klothoide CL | Klothoide CL |
| Dicke Verbunddübelbleiste t_{CL} | [mm] | 5 | 5 |
| Verwendung von Fett | - | nein | nein |
| Zyklische Vorbelastung | - | nein | nein |
| Messtechnik | - | δ_o , Aramis + Pontos | δ_o , Aramis + Pontos |
| Materialeigenschaften | | | |
| Druckfestigkeit $f_{cm,100}$ | [N/mm ²] | 192,3 | 192,3 |
| Druckfestigkeit $f_{cm,150}$ | [N/mm ²] | 179,2 | 179,2 |
| Zugfestigkeit $f_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 7,8 | 7,8 |
| Biegezugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | 28,2 | 28,2 |
| E-Modul Beton $E_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 53.647 | 53.647 |
| Streckgrenze CL-Leiste $f_{y,CL}$ | [N/mm ²] | 450,3 | 450,3 |
| Zugfestigkeit CL-Leiste $f_{u,CL}$ | [N/mm ²] | 481,5 | 481,5 |
| E-Modul Verbunddübelbleiste E_{CL} | [N/mm ²] | 223.000 | 223.000 |
| Versuchsergebnisse | | | |
| maximale Last P_{max} | [kN] | 584,5 | 588,5 |
| Relativverschiebung δ bei P_{max} | [mm] | 0,83 | 1,79 |
| Duktilität δ_{uk} | [mm] | 2,55 | 2,71 |
| Steifigkeit c_o | [kN/mm] | 1.204 | 1.287 |
| Steifigkeit c_u | [kN/mm] | 4.696 | 2.331 |

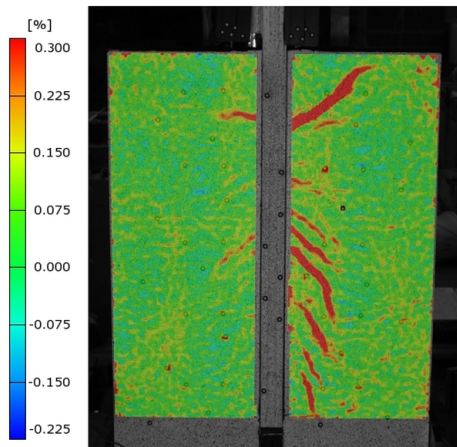
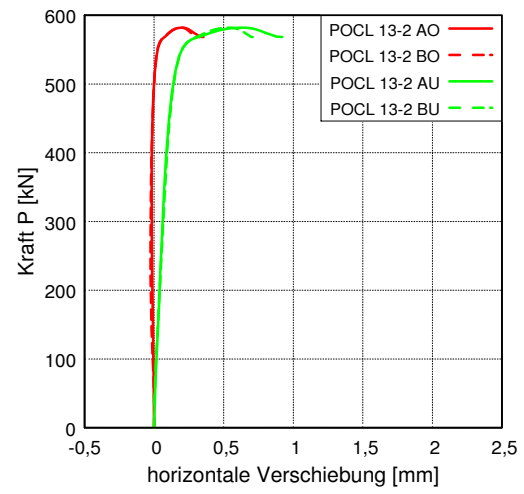
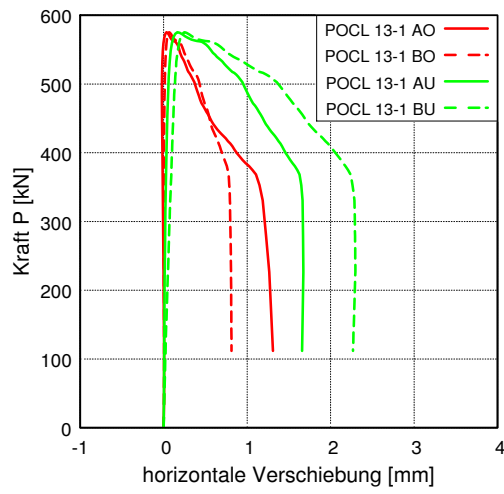
Auswertungen der Wegaufnehmer



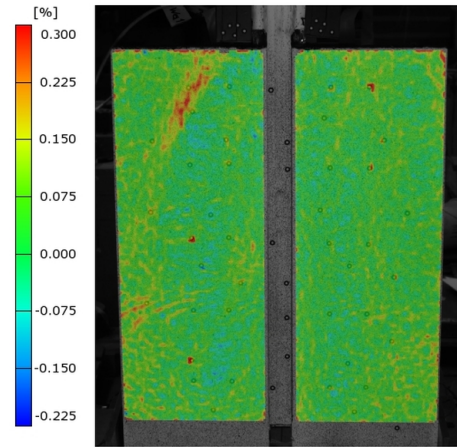
Finite Elemente Berechnungen



Auswertungen des optischen Messsystems



Rissbild beim POCL 13-1 nach Versuchsende



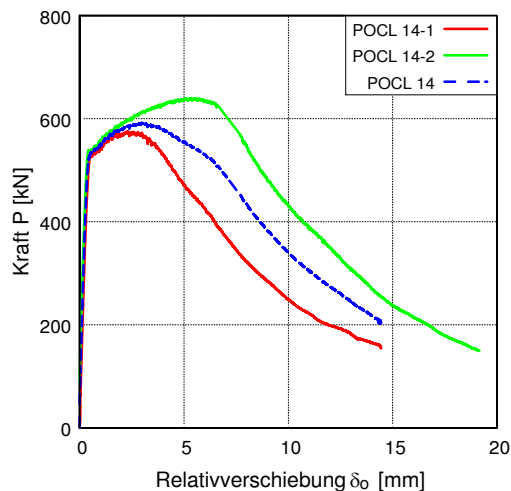
Rissbild beim POCL 13-2 nach Versuchsende

POCL 14

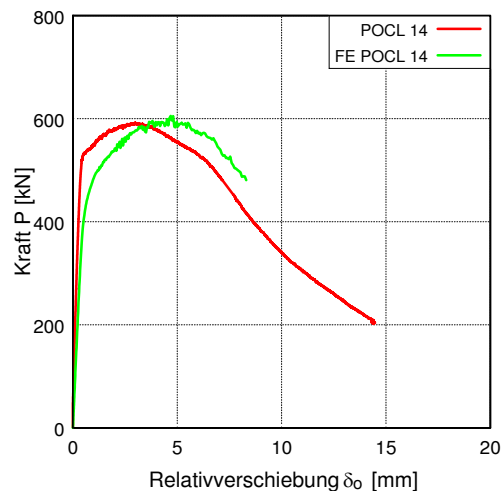
Übersicht der Versuchsparameter und -ergebnisse

| Versuchsparameter und -ablauf | | POCL 14-1 | POCL 14-2 |
|--|----------------------|------------------------------|------------------------------|
| Betonrezeptur | - | B5Q | B5Q |
| Betondicke t_c | [mm] | 60 | 60 |
| Stahlfaserbewehrung | [Vol.-%] | 2,5 | 2,5 |
| Stabstahl-Bewehrung | - | ohne | ohne |
| Platte oder Scheibe | - | Scheibe | Scheibe |
| Betonage | - | stehend | stehend |
| Stahlsorte Verbunddübelbleiste | - | S235 | S235 |
| Form der Verbunddübelbleiste | - | Klothoide CL | Klothoide CL |
| Dicke Verbunddübelbleiste t_{CL} | [mm] | 5 | 5 |
| Verwendung von Fett | - | nein | nein |
| Zyklische Vorbelastung | - | nein | nein |
| Messtechnik | - | δ_o , Aramis + Pontos | δ_o , Aramis + Pontos |
| Materialeigenschaften | | | |
| Druckfestigkeit $f_{cm,100}$ | [N/mm ²] | 192,3 | 192,3 |
| Druckfestigkeit $f_{cm,150}$ | [N/mm ²] | 179,2 | 179,2 |
| Zugfestigkeit $f_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 7,8 | 7,8 |
| Biegezugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | 28,2 | 28,2 |
| E-Modul Beton $E_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 53.647 | 53.647 |
| Streckgrenze CL-Leiste $f_{y,CL}$ | [N/mm ²] | 331,8 | 331,8 |
| Zugfestigkeit CL-Leiste $f_{u,CL}$ | [N/mm ²] | 427,0 | 427,0 |
| E-Modul Verbunddübelbleiste E_{CL} | [N/mm ²] | 213.500 | 213.500 |
| Versuchsergebnisse | | | |
| maximale Last P_{max} | [kN] | 574,8 | 639,8 |
| Relativverschiebung δ bei P_{max} | [mm] | 2,33 | 5,59 |
| Duktilität δ_{uk} | [mm] | 3,76 | 5,97 |
| Steifigkeit c_o | [kN/mm] | 1.340 | 1.490 |
| Steifigkeit c_u | [kN/mm] | 4.908 | 3.437 |

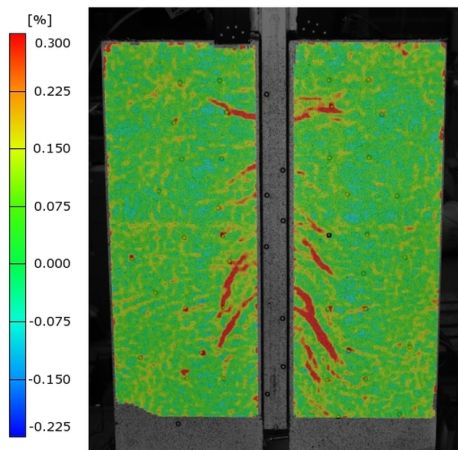
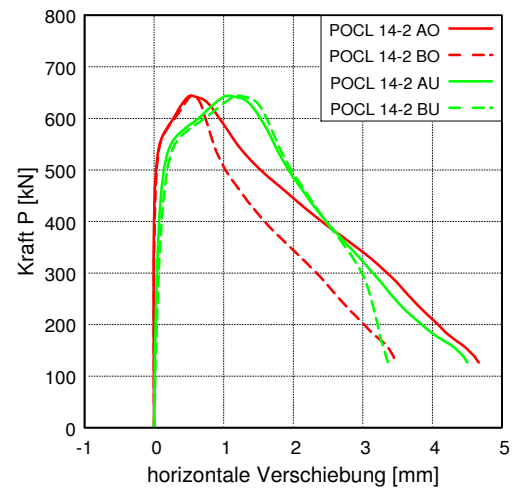
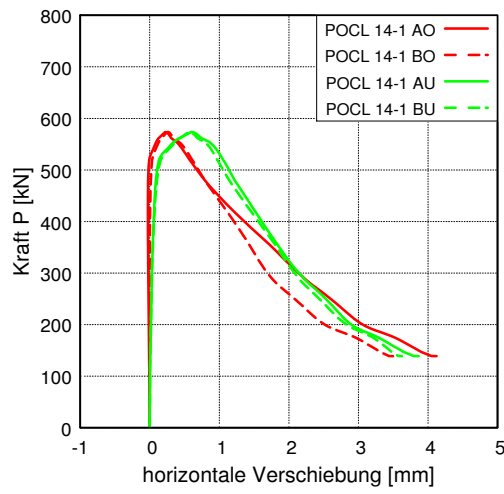
Auswertungen der Wegaufnehmer



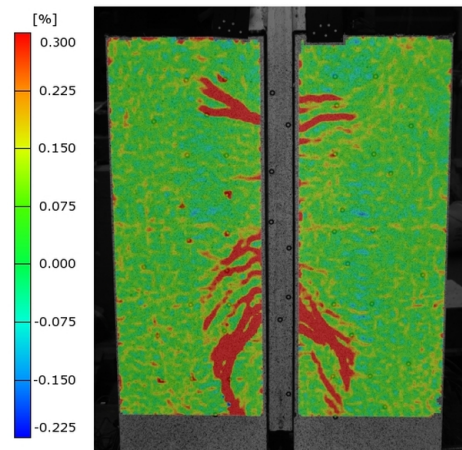
Finite Elemente Berechnungen



Auswertungen des optischen Messsystems



Rissbild beim POCL 14-1 nach Versuchsende



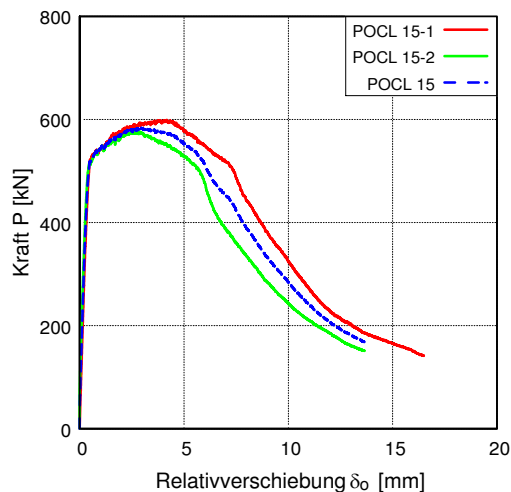
Rissbild beim POCL 14-2 nach Versuchsende

POCL 15

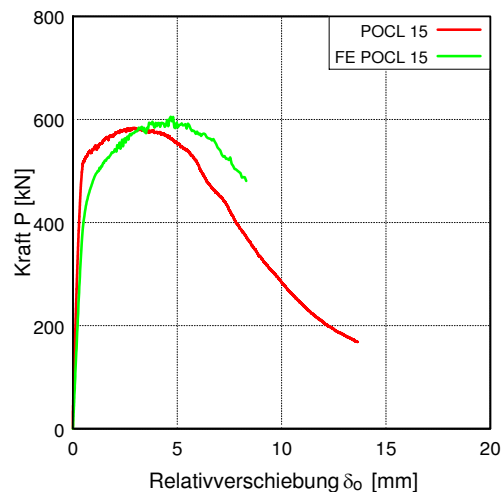
Übersicht der Versuchsparameter und -ergebnisse

| Versuchsparameter und -ablauf | | POCL 15-1 | POCL 15-2 |
|--|----------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|
| Betonrezeptur | - | B5Q | B5Q |
| Betondicke t_c | [mm] | 60 | 60 |
| Stahlfaserbewehrung | [Vol.-%] | 2,5 | 2,5 |
| Stabstahl-Bewehrung | - | ohne | ohne |
| Platte oder Scheibe | - | Scheibe | Scheibe |
| Betonage | - | stehend | stehend |
| Stahlsorte Verbunddübelbleiste | - | S235 | S235 |
| Form der Verbunddübelbleiste | - | Klothoide CL | Klothoide CL |
| Dicke Verbunddübelbleiste t_{CL} | [mm] | 5 | 5 |
| Verwendung von Fett | - | nein | nein |
| Zyklische Vorbelastung | - | nein | nein |
| Messtechnik | - | δ_o , Aramis + Pontos, DMS | δ_o , Aramis + Pontos, DMS |
| Materialeigenschaften | | | |
| Druckfestigkeit $f_{cm,100}$ | [N/mm ²] | 192,3 | 192,3 |
| Druckfestigkeit $f_{cm,150}$ | [N/mm ²] | 179,2 | 179,2 |
| Zugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | 7,8 | 7,8 |
| Biegezugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | 28,2 | 28,2 |
| E-Modul Beton $E_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 53.647 | 53.647 |
| Streckgrenze CL-Leiste $f_{y,CL}$ | [N/mm ²] | 331,8 | 331,8 |
| Zugfestigkeit CL-Leiste $f_{u,CL}$ | [N/mm ²] | 427,0 | 427,0 |
| E-Modul Verbunddübelbleiste E_{CL} | [N/mm ²] | 213.500 | 213.500 |
| Versuchsergebnisse | | | |
| maximale Last P_{max} | [kN] | 599,0 | 576,9 |
| Relativverschiebung δ bei P_{max} | [mm] | 4,18 | 2,75 |
| Duktilität δ_{uk} | [mm] | 5,68 | 4,76 |
| Steifigkeit c_o | [kN/mm] | 1.306 | 1.375 |
| Steifigkeit c_u | [kN/mm] | 4.946 | 6.845 |

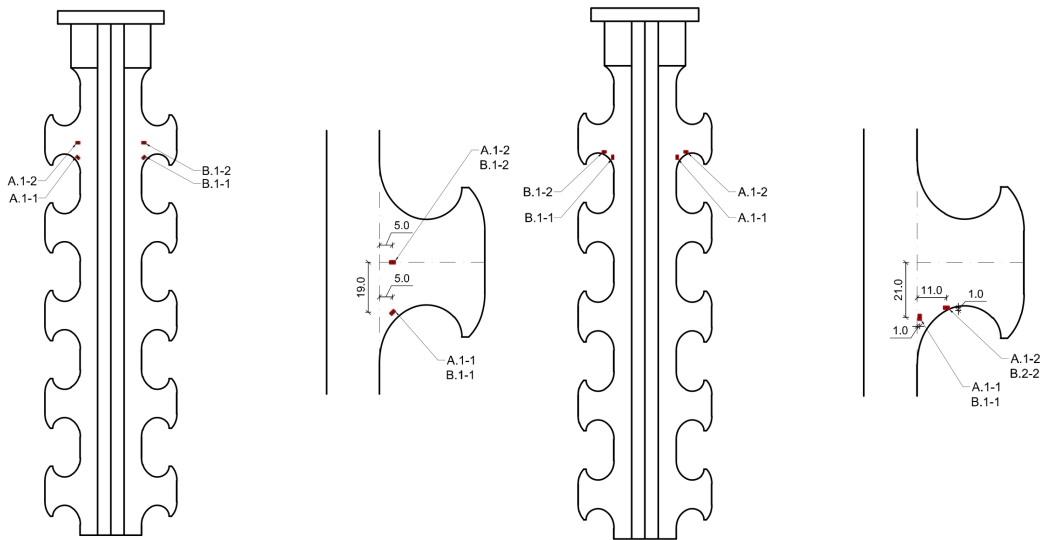
Auswertungen der Wegaufnehmer



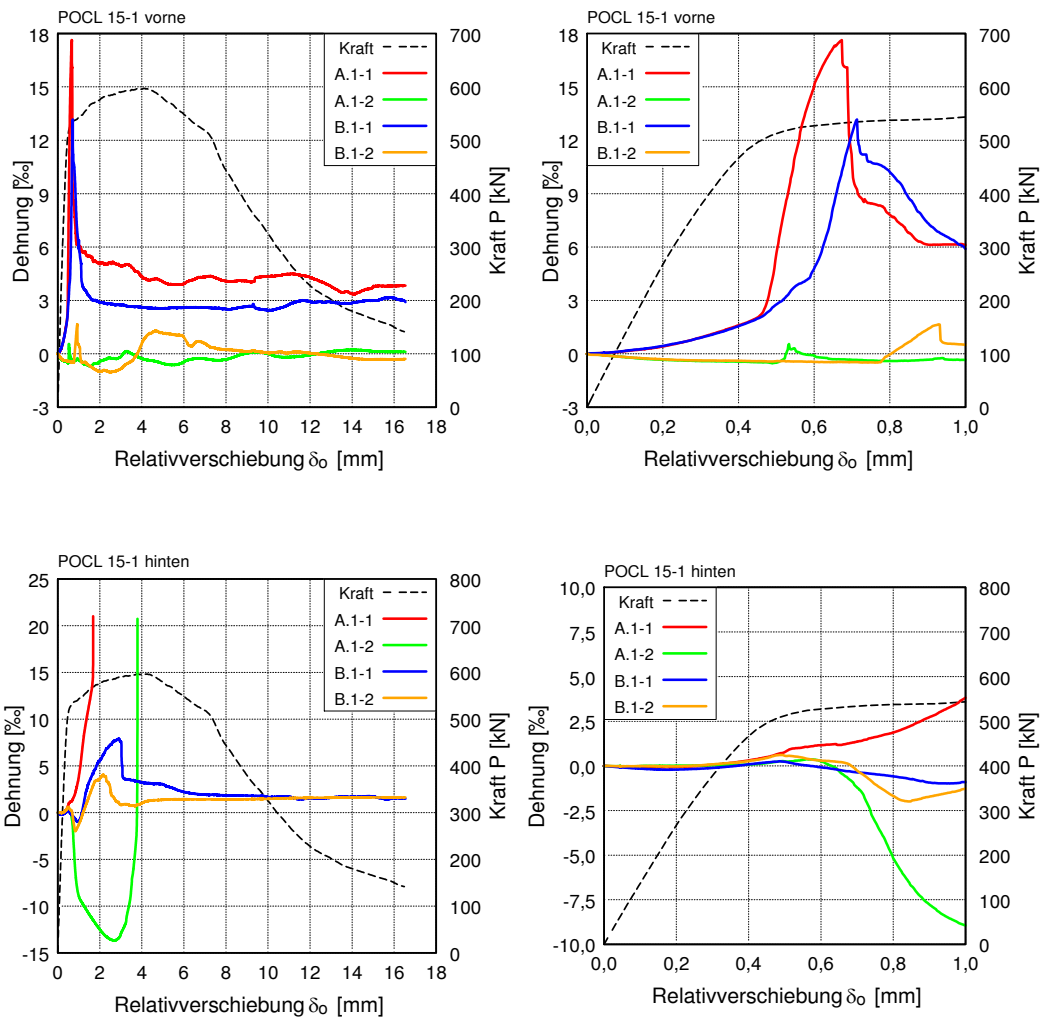
Finite Elemente Berechnungen



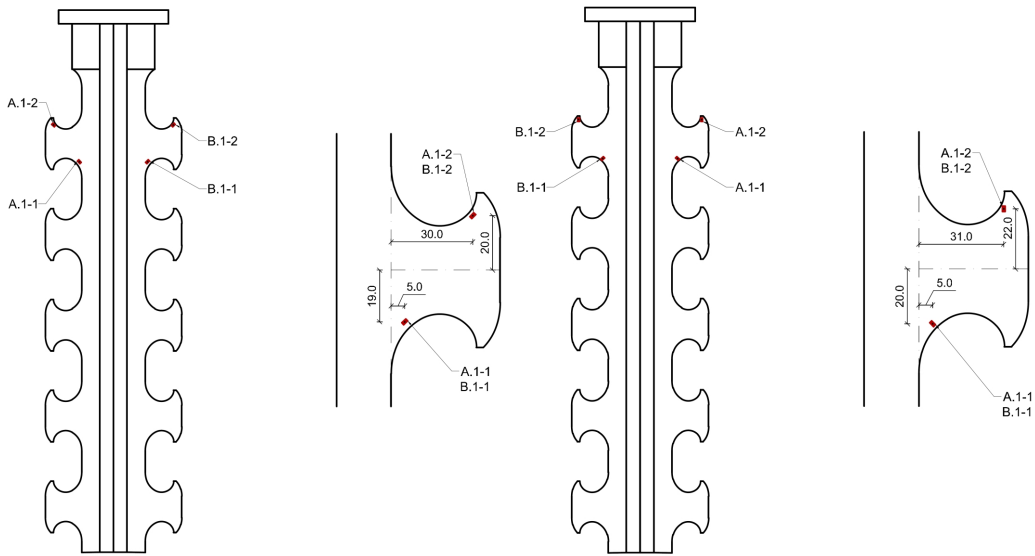
Lage der DMS für POCL 15-1 vorne (links) und hinten (rechts)



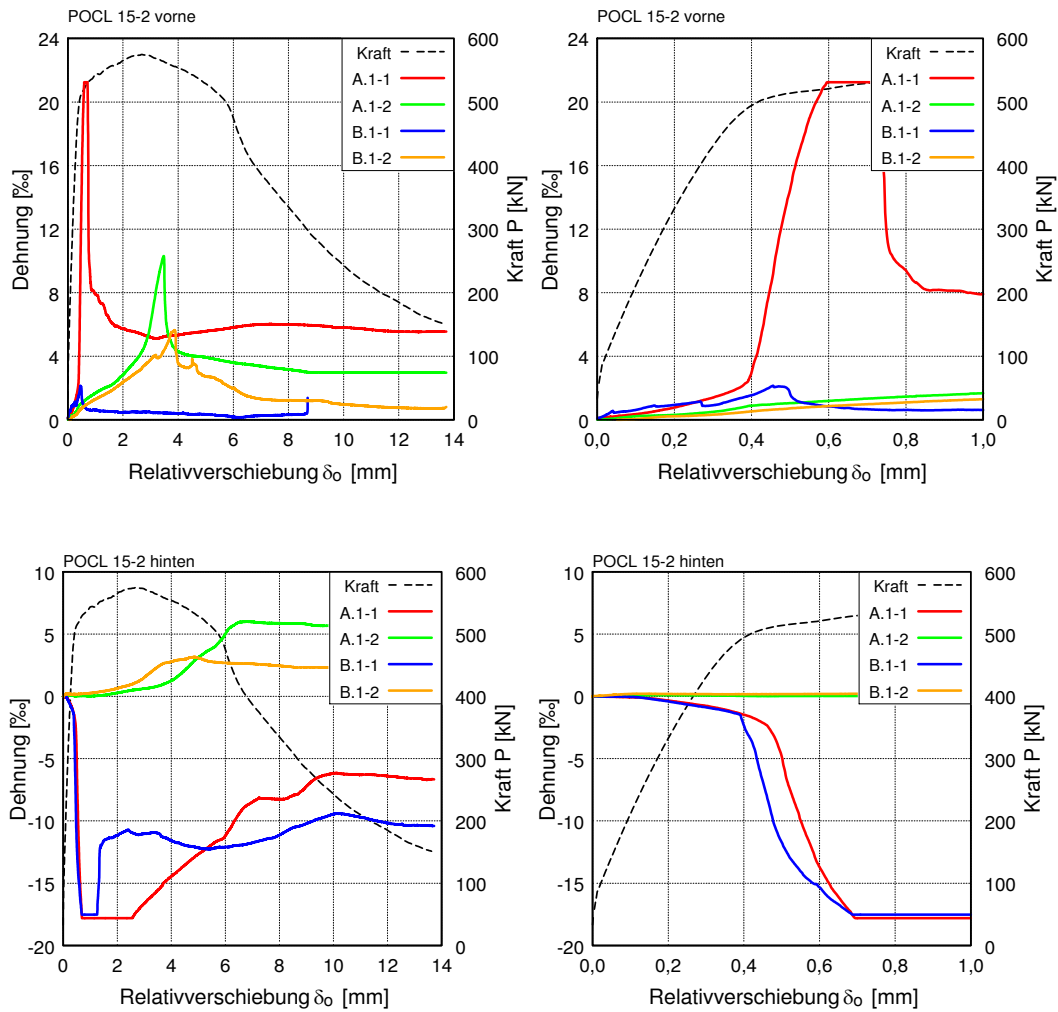
Auswertungen der DMS (jeweils über den gesamten Versuch und im Anfangsbereich)



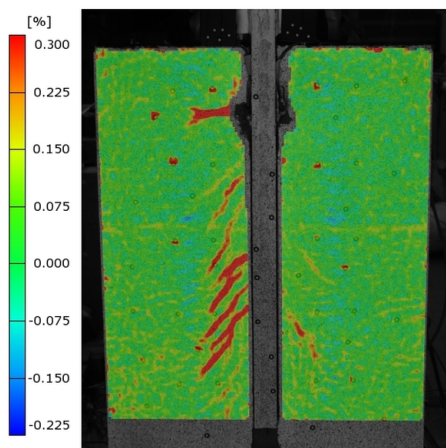
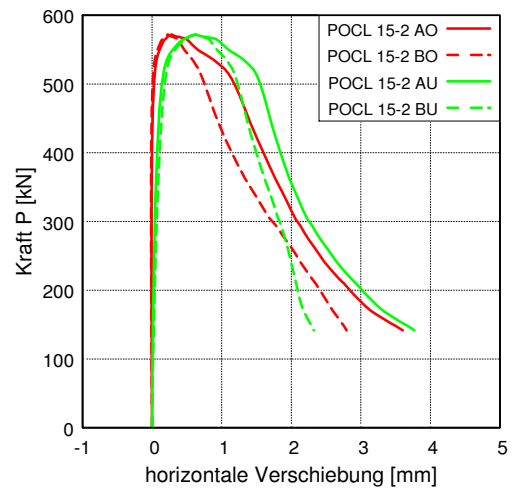
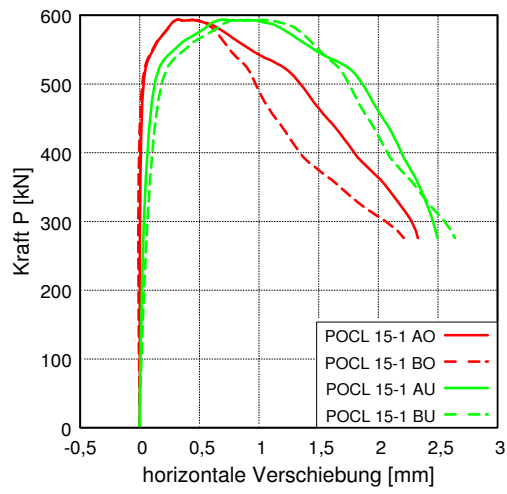
Lage der DMS für POCL 15-2 vorne (links) und hinten (rechts)



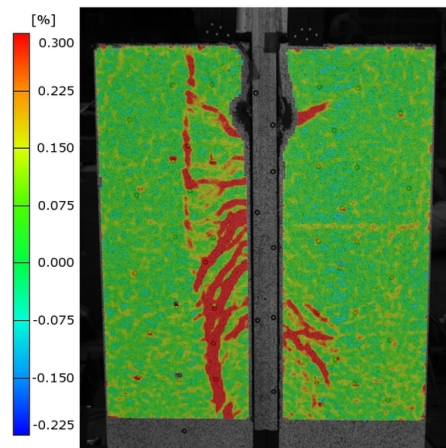
Auswertungen der DMS (jeweils über den gesamten Versuch und im Anfangsbereich)



Auswertungen des optischen Messsystems



Rissbild beim POCL 15-1 nach Versuchsende



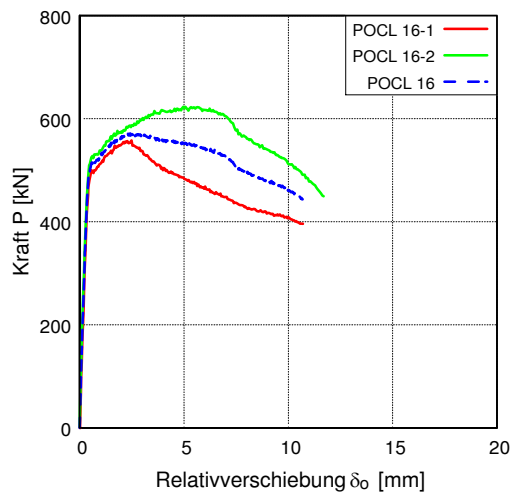
Rissbild beim POCL 15-2 nach Versuchsende

POCL 16

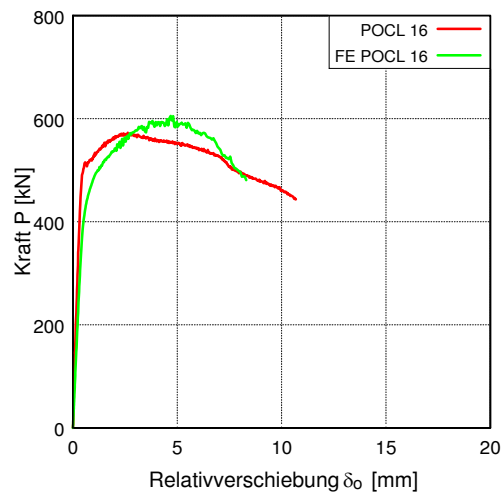
Übersicht der Versuchsparameter und -ergebnisse

| Versuchsparameter und -ablauf | | POCL 16-1 | POCL 16-2 |
|--|----------------------|------------------------------|------------------------------|
| Betonrezeptur | - | B5Q | B5Q |
| Betondicke t_c | [mm] | 60 | 60 |
| Stahlfaserbewehrung | [Vol.-%] | 2,5 | 2,5 |
| Stabstahl-Bewehrung | - | ohne | ohne |
| Platte oder Scheibe | - | Scheibe | Scheibe |
| Betonage | - | stehend | stehend |
| Stahlsorte Verbunddübelbleiste | - | S235 | S235 |
| Form der Verbunddübelbleiste | - | Klothoide CL | Klothoide CL |
| Dicke Verbunddübelbleiste t_{CL} | [mm] | 5 | 5 |
| Verwendung von Fett | - | nein | nein |
| Zyklische Vorbelastung | - | nein | nein |
| Messtechnik | - | δ_o , Aramis + Pontos | δ_o , Aramis + Pontos |
| Materialeigenschaften | | | |
| Druckfestigkeit $f_{cm,100}$ | [N/mm ²] | 218,3 | 218,3 |
| Druckfestigkeit $f_{cm,150}$ | [N/mm ²] | 195,2 | 195,2 |
| Zugfestigkeit $f_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 6,8 | 6,8 |
| Biegezugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | - | - |
| E-Modul Beton $E_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 56.747 | 56.747 |
| Streckgrenze CL-Leiste $f_{y,CL}$ | [N/mm ²] | 331,8 | 331,8 |
| Zugfestigkeit CL-Leiste $f_{u,CL}$ | [N/mm ²] | 427,0 | 427,0 |
| E-Modul Verbunddübelbleiste E_{CL} | [N/mm ²] | 213.500 | 213.500 |
| Versuchsergebnisse | | | |
| maximale Last P_{max} | [kN] | 559,3 | 625,9 |
| Relativverschiebung δ bei P_{max} | [mm] | 2,33 | 5,25 |
| Duktilität δ_{uk} | [mm] | 3,51 | 7,13 |
| Steifigkeit c_o | [kN/mm] | 1.315 | 1.313 |
| Steifigkeit c_u | [kN/mm] | 3.142 | 2.738 |

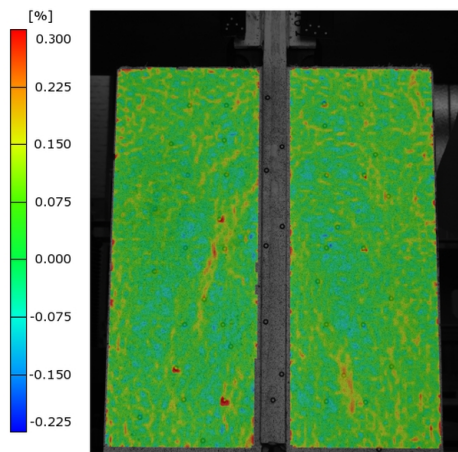
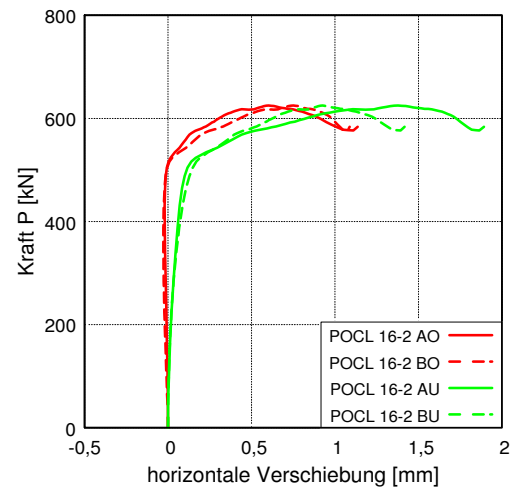
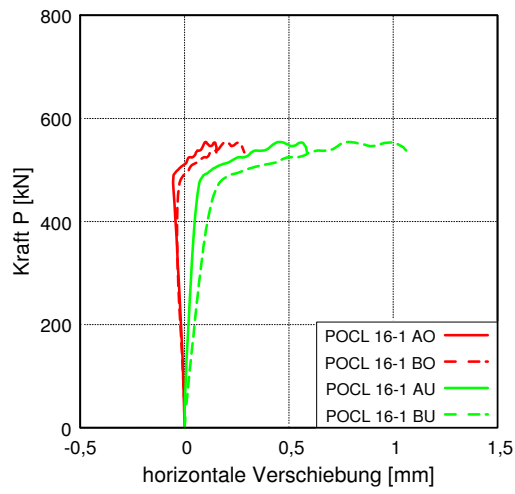
Auswertungen der Wegaufnehmer



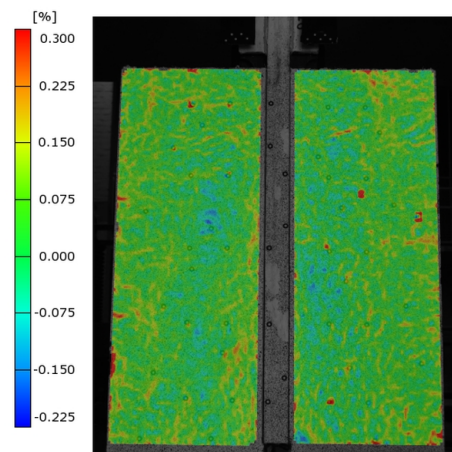
Finite Elemente Berechnungen



Auswertungen des optischen Messsystems



Rissbild beim POCL 16-1 nach Versuchsende



Rissbild beim POCL 16-2 nach Versuchsende

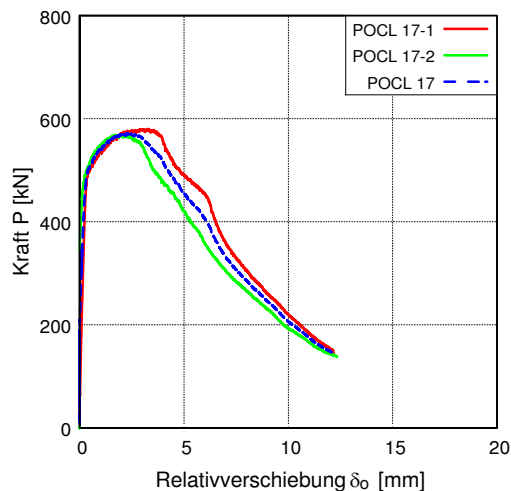
POCL 17

Übersicht der Versuchsparameter und -ergebnisse

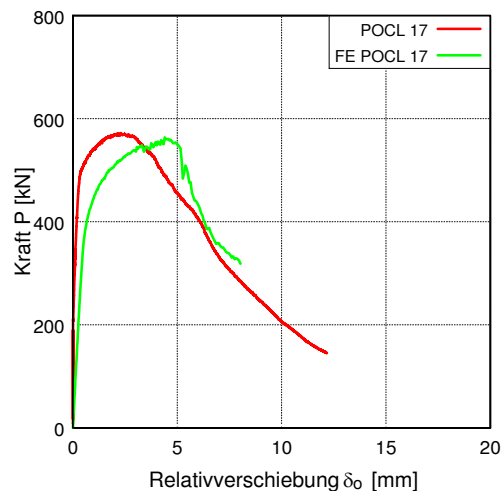
| Versuchsparameter und -ablauf | | POCL 17-1 | POCL 17-2 |
|--|----------------------|------------------------------|------------------------------|
| Betonrezeptur | - | B5Q | B5Q |
| Betondicke t_c | [mm] | 60 | 60 |
| Stahlfaserbewehrung | [Vol.-%] | 2,5 | 2,5 |
| Stabstahl-Bewehrung | - | ohne | ohne |
| Platte oder Scheibe | - | Scheibe* | Scheibe* |
| Betonage | - | stehend | stehend |
| Stahlsorte Verbunddübelbleiste | - | S235 | S235 |
| Form der Verbunddübelbleiste | - | Klothoide CL | Klothoide CL |
| Dicke Verbunddübelbleiste t_{CL} | [mm] | 5 | 5 |
| Verwendung von Fett | - | nein | nein |
| Zyklische Vorbelastung | - | nein | nein |
| Messtechnik | - | δ_o , Aramis + Pontos | δ_o , Aramis + Pontos |
| Materialeigenschaften | | | |
| Druckfestigkeit $f_{cm,100}$ | [N/mm ²] | 199,4 | 199,4 |
| Druckfestigkeit $f_{cm,150}$ | [N/mm ²] | 183,4 | 183,4 |
| Zugfestigkeit $f_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 7,8 | 7,8 |
| Biegezugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | 31,0 | 31,0 |
| E-Modul Beton $E_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 56.747 | 56.747 |
| Streckgrenze CL-Leiste $f_{y,CL}$ | [N/mm ²] | 331,8 | 331,8 |
| Zugfestigkeit CL-Leiste $f_{u,CL}$ | [N/mm ²] | 427,0 | 427,0 |
| E-Modul Verbunddübelbleiste E_{CL} | [N/mm ²] | 213.500 | 213.500 |
| Versuchsergebnisse | | | |
| maximale Last P_{max} | [kN] | 580,0 | 568,7 |
| Relativverschiebung δ bei P_{max} | [mm] | 3,24 | 1,70 |
| Duktilität δ_{uk} | [mm] | 3,98 | 3,05 |
| Steifigkeit c_o | [kN/mm] | 1.629 | 3.615 |
| Steifigkeit c_u | [kN/mm] | 4.783 | 1.755 |

* Scheibe mit einer reduzierten Aufstandsweite von 85 mm (vgl. Anhang A.1)

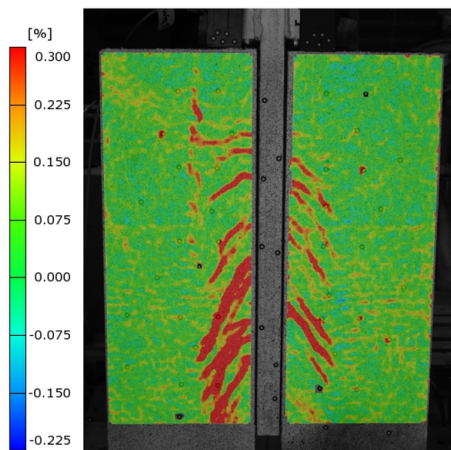
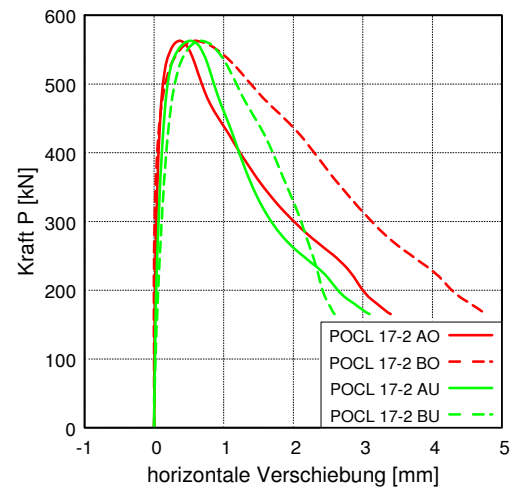
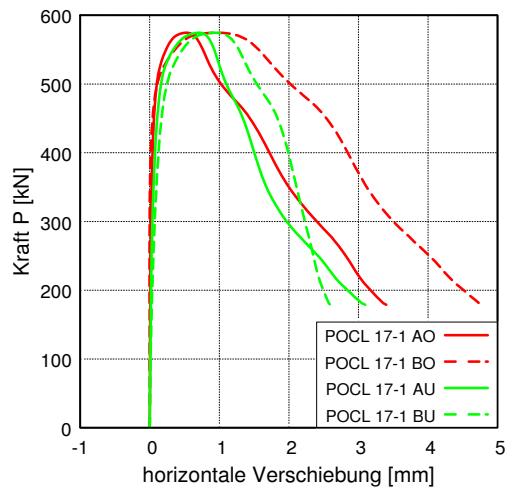
Auswertungen der Wegaufnahme



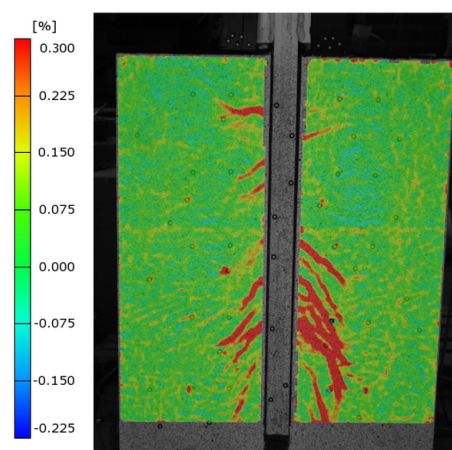
Finite Elemente Berechnungen



Auswertungen des optischen Messsystems



Rissbild beim POCL 17-1 nach Versuchsende



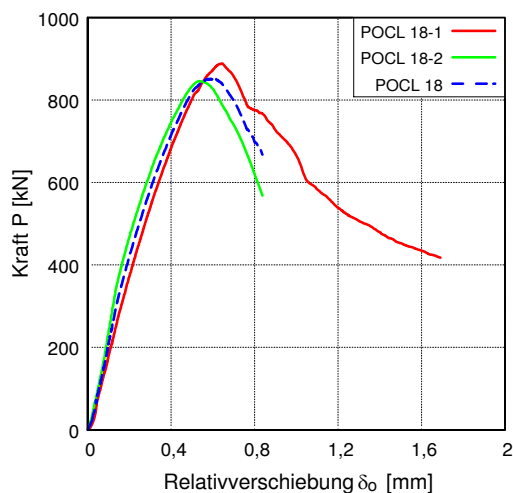
Rissbild beim POCL 17-2 nach Versuchsende

POCL 18

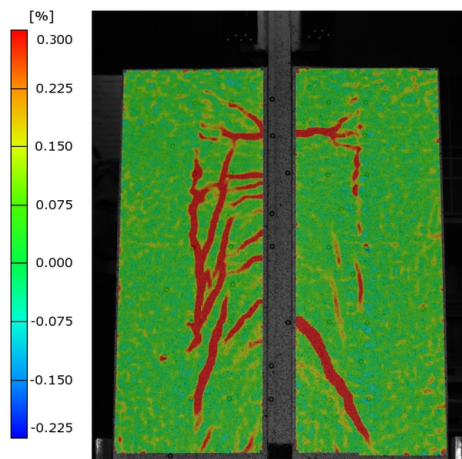
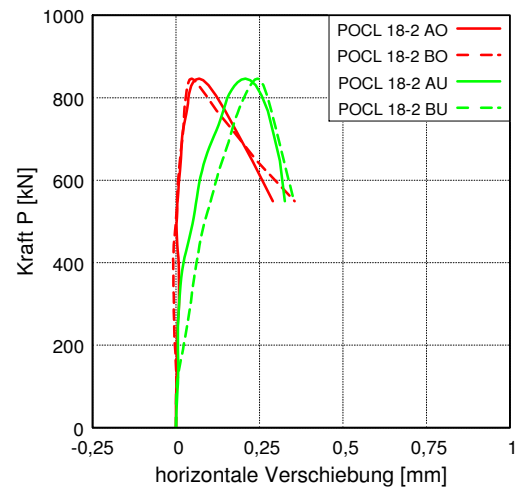
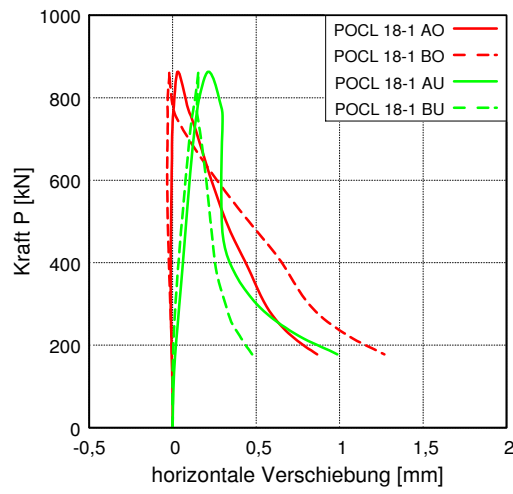
Übersicht der Versuchsparameter und -ergebnisse

| Versuchsparameter und -ablauf | | POCL 18-1 | POCL 18-2 |
|--|----------------------|------------------------------|------------------------------|
| Betonrezeptur | - | B5Q | B5Q |
| Betondicke t_c | [mm] | 60 | 60 |
| Stahlfaserbewehrung | [Vol.-%] | 0,9 | 0,9 |
| Stabstahl-Bewehrung | - | ohne | ohne |
| Platte oder Scheibe | - | Scheibe | Scheibe |
| Betonage | - | liegend | liegend |
| Stahlsorte Verbunddübelbleiste | - | S 355 | S 355 |
| Form der Verbunddübelbleiste | - | Klothoide CL | Klothoide CL |
| Dicke Verbunddübelbleiste t_{CL} | [mm] | 10 | 10 |
| Verwendung von Fett | - | nein | nein |
| Zyklische Vorbelastung | - | nein | nein |
| Messtechnik | - | δ_o , Aramis + Pontos | δ_o , Aramis + Pontos |
| Materialeigenschaften | | | |
| Druckfestigkeit $f_{cm,100}$ | [N/mm ²] | 174,0 | 174,0 |
| Druckfestigkeit $f_{cm,150}$ | [N/mm ²] | 163,9 | 163,9 |
| Zugfestigkeit $f_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 4,8 | 4,8 |
| Biegezugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | 12,0 | 12,0 |
| E-Modul Beton $E_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 50.897 | 50.897 |
| Streckgrenze CL-Leiste $f_{y,CL}$ | [N/mm ²] | 362,9 | 362,9 |
| Zugfestigkeit CL-Leiste $f_{u,CL}$ | [N/mm ²] | 527,0 | 527,0 |
| E-Modul Verbunddübelbleiste E_{CL} | [N/mm ²] | 196.000 | 196.000 |
| Versuchsergebnisse | | | |
| maximale Last P_{max} | [kN] | 888,4 | 845,9 |
| Relativverschiebung δ bei P_{max} | [mm] | 0,65 | 0,54 |
| Duktilität δ_{uk} | [mm] | 0,68 | 0,61 |
| Steifigkeit c_o | [kN/mm] | 1.906 | 2.541 |
| Steifigkeit c_u | [kN/mm] | 6.793 | 10.913 |

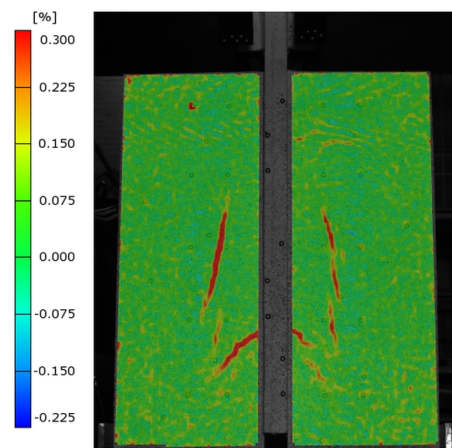
Auswertungen der Wegaufnehmer



Auswertungen des optischen Messsystems



Rissbild beim POCL 18-1 nach Versuchsende



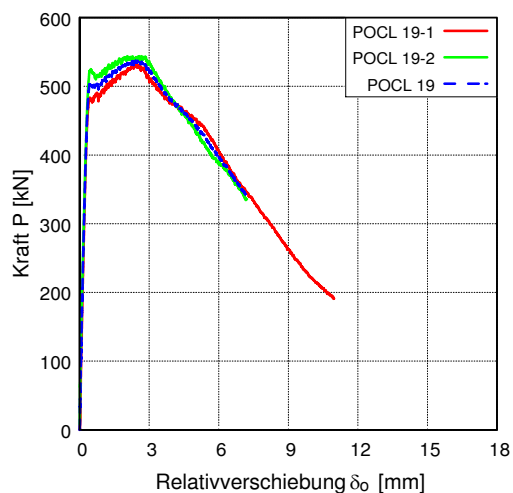
Rissbild beim POCL 18-2 nach Versuchsende

POCL 19

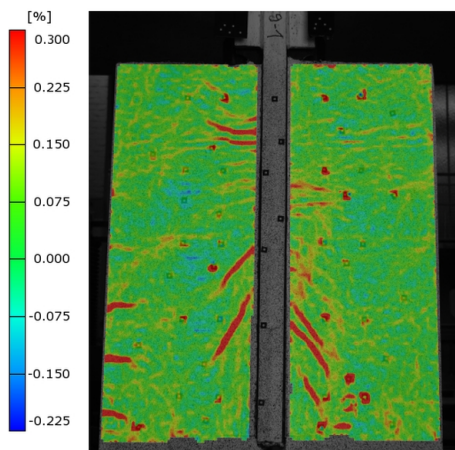
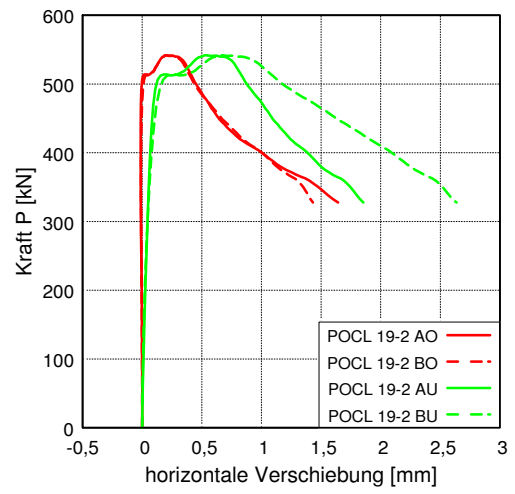
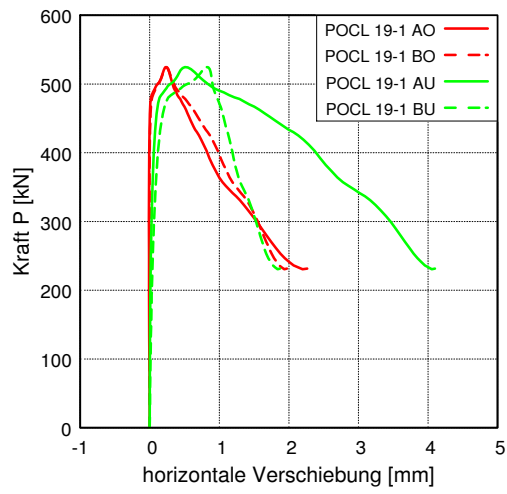
Übersicht der Versuchsparameter und -ergebnisse

| Versuchsparameter und -ablauf | | POCL 19-1 | POCL 19-2 |
|--|----------------------|------------------------------|------------------------------|
| Betonrezeptur | - | M3Q | M3Q |
| Betondicke t_c | [mm] | 60 | 60 |
| Stahlfaserbewehrung | [Vol.-%] | 2,5 | 2,5 |
| Stabstahl-Bewehrung | - | ohne | ohne |
| Platte oder Scheibe | - | Scheibe | Scheibe |
| Betonage | - | stehend | stehend |
| Stahlsorte Verbunddübelbleiste | - | S235 | S235 |
| Form der Verbunddübelbleiste | - | Klothoide CL | Klothoide CL |
| Dicke Verbunddübelbleiste t_{CL} | [mm] | 5 | 5 |
| Verwendung von Fett | - | nein | nein |
| Zyklische Vorbelastung | - | nein | nein |
| Messtechnik | - | δ_o , Aramis + Pontos | δ_o , Aramis + Pontos |
| Materialeigenschaften | | | |
| Druckfestigkeit $f_{cm,100}$ | [N/mm ²] | 174,6 | 174,6 |
| Druckfestigkeit $f_{cm,150}$ | [N/mm ²] | - | - |
| Zugfestigkeit $f_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 7,4 | 7,4 |
| Biegezugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | 26,5 | 26,5 |
| E-Modul Beton $E_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 48.868 | 48.868 |
| Streckgrenze CL-Leiste $f_{y,CL}$ | [N/mm ²] | 331,8 | 331,8 |
| Zugfestigkeit CL-Leiste $f_{u,CL}$ | [N/mm ²] | 427,0 | 427,0 |
| E-Modul Verbunddübelbleiste E_{CL} | [N/mm ²] | 213.500 | 213.500 |
| Versuchsergebnisse | | | |
| maximale Last P_{max} | [kN] | 532,1 | 544,0 |
| Relativverschiebung δ bei P_{max} | [mm] | 2,41 | 2,06 |
| Duktilität δ_{uk} | [mm] | 3,47 | 3,44 |
| Steifigkeit c_o | [kN/mm] | 1.570 | 1.545 |
| Steifigkeit c_u | [kN/mm] | 4.866 | 4.682 |

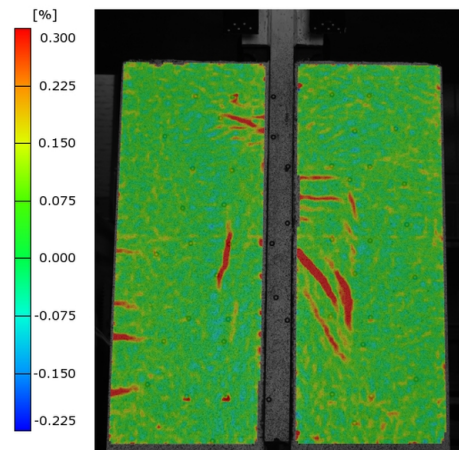
Auswertungen der Wegaufnahme



Auswertungen des optischen Messsystems



Rissbild beim POCL 19-1 nach Versuchsende



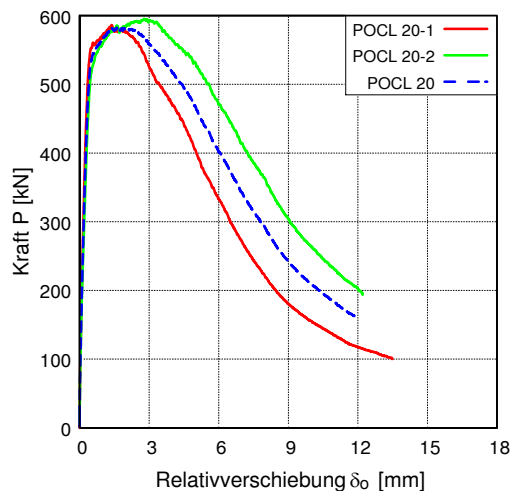
Rissbild beim POCL 19-2 nach Versuchsende

POCL 20

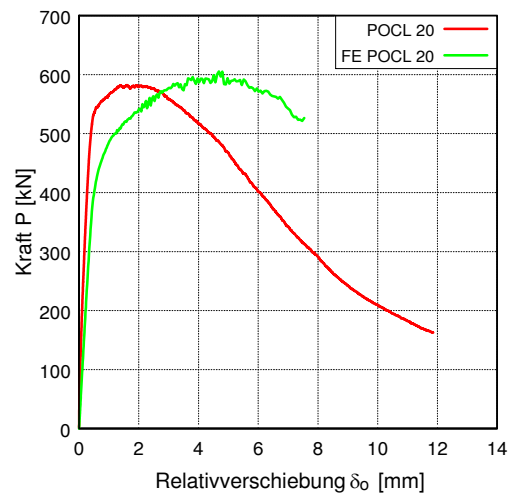
Übersicht der Versuchsparameter und -ergebnisse

| Versuchsparameter und -ablauf | | POCL 20-1 | POCL 20-2 |
|--|----------------------|------------------------------|--------------|
| Betonrezeptur | - | B5Q | B5Q |
| Betondicke t_c | [mm] | 60 | 60 |
| Stahlfaserbewehrung | [Vol.-%] | 2,5 | 2,5 |
| Stabstahl-Bewehrung | - | ohne | ohne |
| Platte oder Scheibe | - | Scheibe | Scheibe |
| Betonage | - | liegend | liegend |
| Stahlsorte Verbunddübelbleiste | - | S 235 | S 235 |
| Form der Verbunddübelbleiste | - | Klothoide CL | Klothoide CL |
| Dicke Verbunddübelbleiste t_{CL} | [mm] | 5 | 5 |
| Verwendung von Fett | - | nein | nein |
| Zyklische Vorbelastung | - | nein | nein |
| Messtechnik | - | δ_o , Aramis + Pontos | δ_o |
| Materialeigenschaften | | | |
| Druckfestigkeit $f_{cm,100}$ | [N/mm ²] | 196,9 | 174,6 |
| Druckfestigkeit $f_{cm,150}$ | [N/mm ²] | 181,4 | - |
| Zugfestigkeit $f_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 7,9 | 7,4 |
| Biegezugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | 32,4 | 26,5 |
| E-Modul Beton $E_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 49.861 | 48.868 |
| Streckgrenze CL-Leiste $f_{y,CL}$ | [N/mm ²] | 331,8 | 331,8 |
| Zugfestigkeit CL-Leiste $f_{u,CL}$ | [N/mm ²] | 427,0 | 427,0 |
| E-Modul Verbunddübelbleiste E_{CL} | [N/mm ²] | 213.500 | 213.500 |
| Versuchsergebnisse | | | |
| maximale Last P_{max} | [kN] | 586,4 | 595,5 |
| Relativverschiebung δ bei P_{max} | [mm] | 1,39 | 2,79 |
| Duktilität δ_{uk} | [mm] | 2,67 | 4,36 |
| Steifigkeit c_o | [kN/mm] | 1.751 | 1.272 |
| Steifigkeit c_u | [kN/mm] | 4.138 | - |

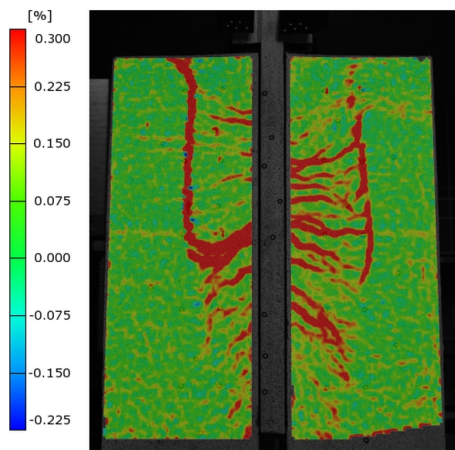
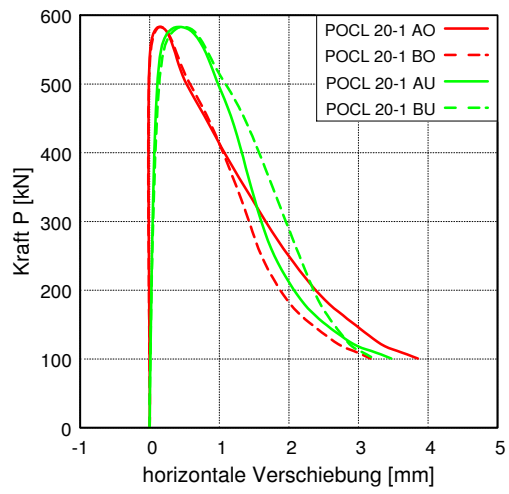
Auswertungen der Wegaufnehmer



Finite Elemente Berechnungen



Auswertungen des optischen Messsystems



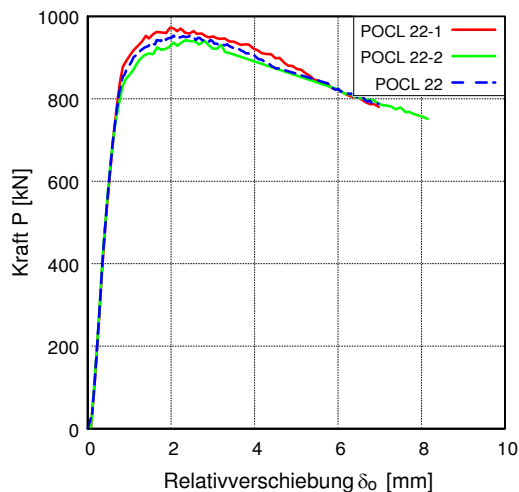
Rissbild beim POCL 20-1 nach Versuchsende

POCL 22

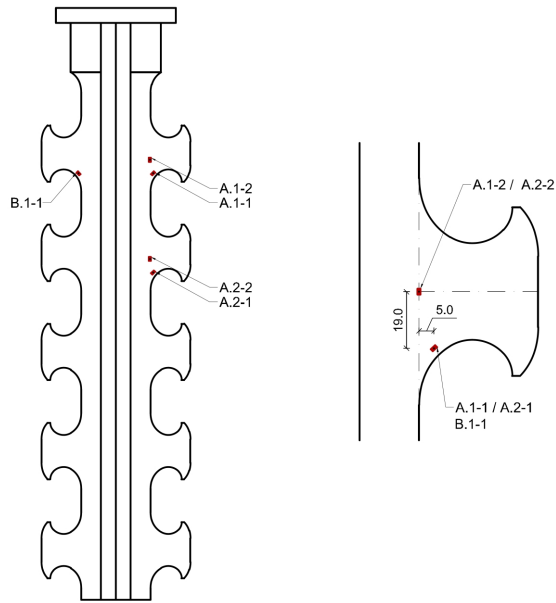
Übersicht der Versuchsparameter und -ergebnisse

| Versuchsparameter und -ablauf | | POCL 22-1 | POCL 22-2 |
|--|----------------------|------------------------------|-----------------------------------|
| Betonrezeptur | - | B5Q | B5Q |
| Betondicke t_c | [mm] | 60 | 60 |
| Stahlfaserbewehrung | [Vol.-%] | 2,5 | 2,5 |
| Stabstahl-Bewehrung | - | mit | mit |
| Platte oder Scheibe | - | Scheibe | Scheibe |
| Betonage | - | stehend | stehend |
| Stahlsorte Verbunddübelbleiste | - | S 235 | S 235 |
| Form der Verbunddübelbleiste | - | Klothoide CL | Klothoide CL |
| Dicke Verbunddübelbleiste t_{CL} | [mm] | 10 | 10 |
| Verwendung von Fett | - | ja | ja |
| Zyklische Vorbelastung | - | ja | ja |
| Messtechnik | - | δ_o , Aramis + Pontos | δ_o , Aramis + Pontos, DMS |
| Materialeigenschaften | | | |
| Druckfestigkeit $f_{cm,100}$ | [N/mm ²] | 175,2 | 175,2 |
| Druckfestigkeit $f_{cm,150}$ | [N/mm ²] | 169,3 | 169,3 |
| Zugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | 7,5 | 7,5 |
| Biegezugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | 23,3 | 23,3 |
| E-Modul Beton $E_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 49.896 | 49.896 |
| Streckgrenze CL-Leiste $f_{y,CL}$ | [N/mm ²] | 379,8 | 379,8 |
| Zugfestigkeit CL-Leiste $f_{u,CL}$ | [N/mm ²] | 439,1 | 439,1 |
| E-Modul Verbunddübelbleiste E_{CL} | [N/mm ²] | 211.500 | 211.500 |
| Versuchsergebnisse | | | |
| maximale Last P_{max} | [kN] | 978,3 | 948,3 |
| Relativverschiebung δ bei P_{max} | [mm] | 1,82 | 1,89 |
| Duktilität δ_{uk} | [mm] | 4,48 | 4,47 |
| Steifigkeit c_o | [kN/mm] | 1.469 | 1.473 |
| Steifigkeit c_u | [kN/mm] | 5.486 | 4.063 |

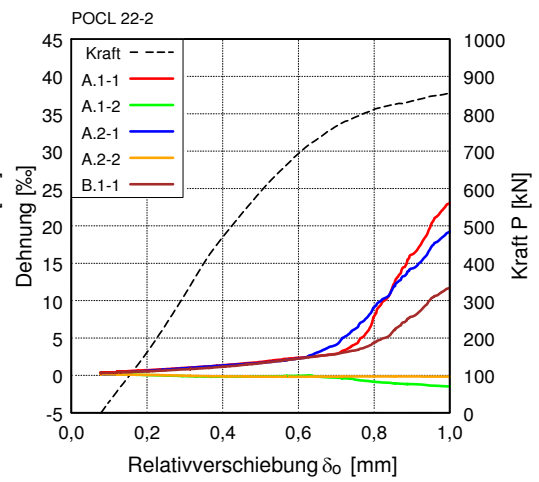
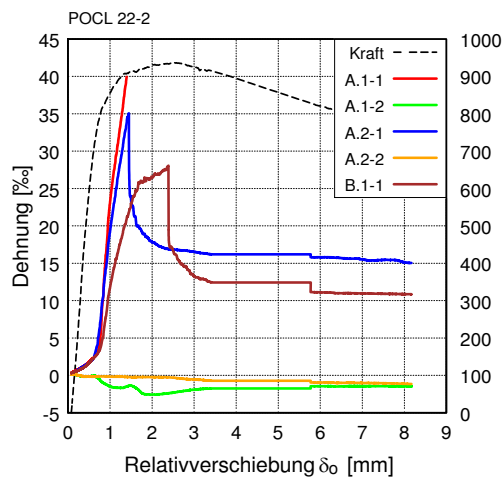
Auswertungen der Wegaufnehmer



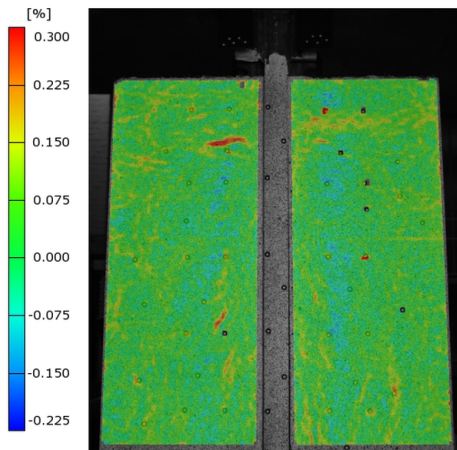
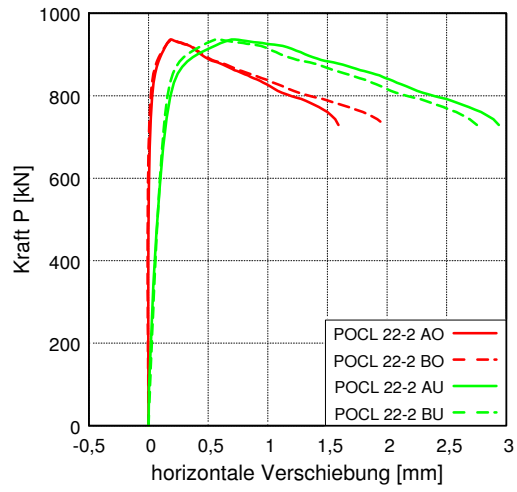
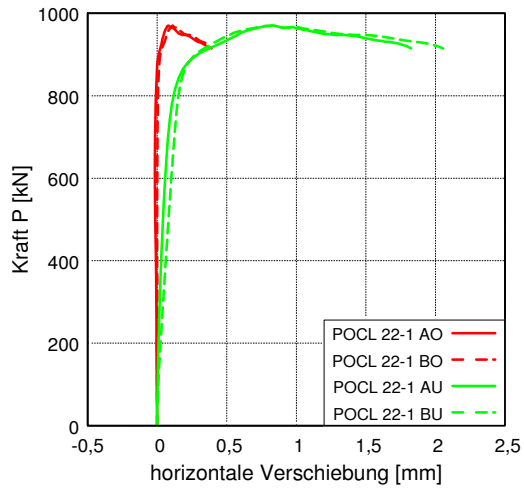
Lage der DMS für POCL 22-2



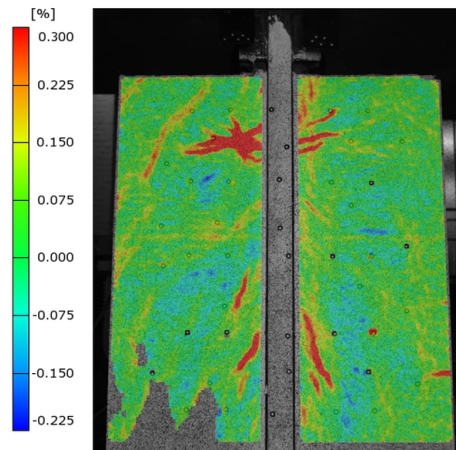
Auswertung der DMS für POCL 22-2



Auswertungen des optischen Messsystems



Rissbild beim POCL 22-1 nach Versuchsende



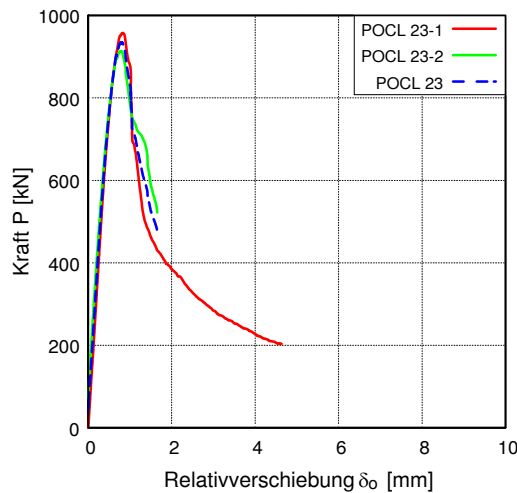
Rissbild beim POCL 22-2 nach Versuchsende

POCL 23

Übersicht der Versuchsparameter und -ergebnisse

| Versuchsparameter und -ablauf | | POCL 23-1 | POCL 23-2 |
|--|----------------------|--------------|--------------|
| Betonrezeptur | - | M2Q-F | M2Q-F |
| Betondicke t_c | [mm] | 60 | 60 |
| Stahlfaserbewehrung | [Vol.-%] | 2,5 | 2,5 |
| Stabstahl-Bewehrung | - | ohne | ohne |
| Platte oder Scheibe | - | Scheibe | Scheibe |
| Betonage | - | stehend | stehend |
| Stahlsorte Verbunddübelbleiste | - | S 355 | S 355 |
| Form der Verbunddübelbleiste | - | Klothoide CL | Klothoide CL |
| Dicke Verbunddübelbleiste t_{CL} | [mm] | 10 | 10 |
| Verwendung von Fett | - | nein | nein |
| Zyklische Vorbelastung | - | nein | nein |
| Messtechnik | - | δ_o | δ_o |
| Materialeigenschaften | | | |
| Druckfestigkeit $f_{cm,100}$ | [N/mm ²] | 194,1 | 194,1 |
| Druckfestigkeit $f_{cm,150}$ | [N/mm ²] | 176,5 | 176,5 |
| Zugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | 8,8 | 8,8 |
| Biegezugfestigkeit $f_{ctfm,28d}$ | [N/mm ²] | 33,6 | 33,6 |
| E-Modul Beton $E_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 47.901 | 47.901 |
| Streckgrenze CL-Leiste $f_{y,CL}$ | [N/mm ²] | 427,3 | 427,3 |
| Zugfestigkeit CL-Leiste $f_{u,CL}$ | [N/mm ²] | 557,3 | 557,3 |
| E-Modul Verbunddübelbleiste E_{CL} | [N/mm ²] | 214.200 | 214.200 |
| Versuchsergebnisse | | | |
| maximale Last P_{max} | [kN] | 957,9 | 913,6 |
| Relativverschiebung δ bei P_{max} | [mm] | 0,83 | 0,80 |
| Duktilität δ_{uk} | [mm] | 0,92 | 0,86 |
| Steifigkeit c_o | [kN/mm] | 1.610 | 1.617 |
| Steifigkeit c_u | [kN/mm] | - | - |

Auswertungen der Wegaufnehmer

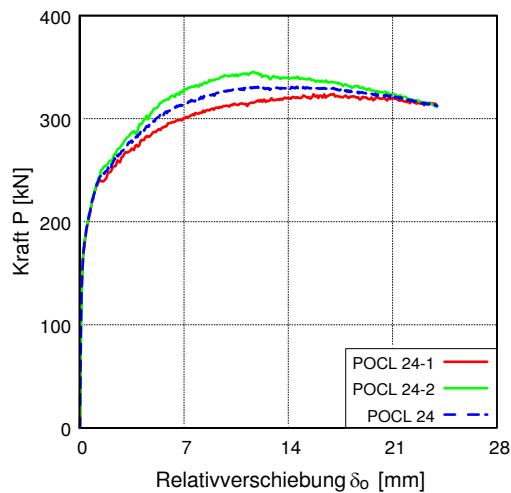


POCL 24

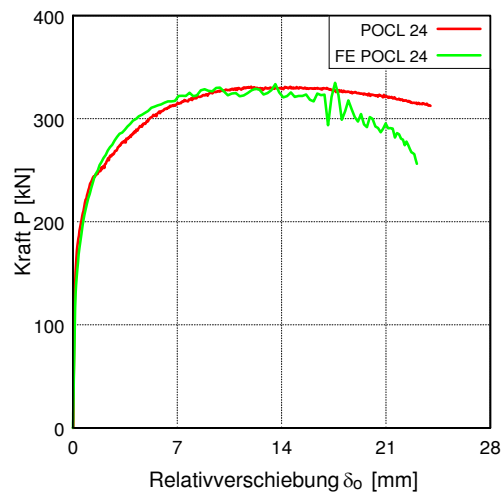
Übersicht der Versuchsparameter und -ergebnisse

| Versuchsparameter und -ablauf | | POCL 24-1 | POCL 24-2 |
|--|----------------------|------------------------------|------------------------------|
| Betonrezeptur | - | B5Q | B5Q |
| Betondicke t_c | [mm] | 60 | 60 |
| Stahlfaserbewehrung | [Vol.-%] | 2,5 | 2,5 |
| Stabstahl-Bewehrung | - | ohne | ohne |
| Platte oder Scheibe | - | Scheibe | Scheibe |
| Betonage | - | stehend | stehend |
| Stahlsorte Verbunddübelbleiste | - | S 175 | S 175 |
| Form der Verbunddübelbleiste | - | Klothoide CL | Klothoide CL |
| Dicke Verbunddübelbleiste t_{CL} | [mm] | 3 | 3 |
| Verwendung von Fett | - | ja | ja |
| Zyklische Vorbelastung | - | ja | ja |
| Messtechnik | - | δ_o , Aramis + Pontos | δ_o , Aramis + Pontos |
| Materialeigenschaften | | | |
| Druckfestigkeit $f_{cm,100}$ | [N/mm ²] | 173,8 | 173,8 |
| Druckfestigkeit $f_{cm,150}$ | [N/mm ²] | 163,7 | 163,7 |
| Zugfestigkeit $f_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 6,7 | 6,7 |
| Biegezugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | 23,9 | 23,9 |
| E-Modul Beton $E_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 49.576 | 49.576 |
| Streckgrenze CL-Leiste $f_{y,CL}$ | [N/mm ²] | 176,1 | 176,1 |
| Zugfestigkeit CL-Leiste $f_{u,CL}$ | [N/mm ²] | 285,3 | 285,3 |
| E-Modul Verbunddübelbleiste E_{CL} | [N/mm ²] | 174.000 | 174.000 |
| Versuchsergebnisse | | | |
| maximale Last P_{max} | [kN] | 324,5 | 346,0 |
| Relativverschiebung δ bei P_{max} | [mm] | 33,11 | 11,52 |
| Duktilität δ_{uk} | [mm] | 31,67 | 21,51 |
| Steifigkeit c_o | [kN/mm] | 567 | 542 |
| Steifigkeit c_u | [kN/mm] | 1.048 | 707 |

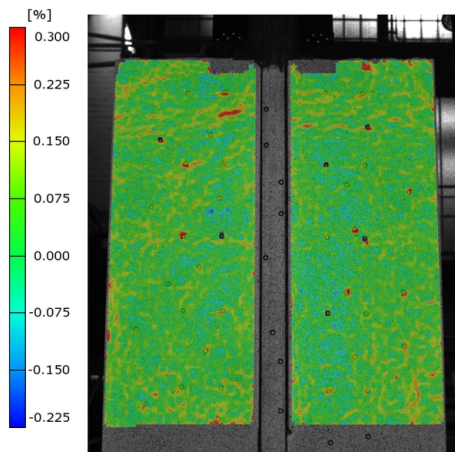
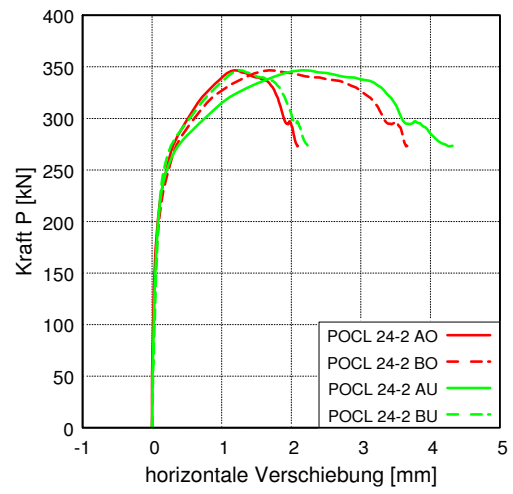
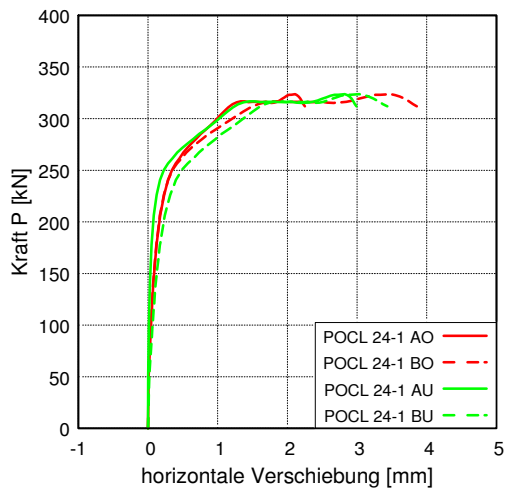
Auswertungen der Wegaufnehmer



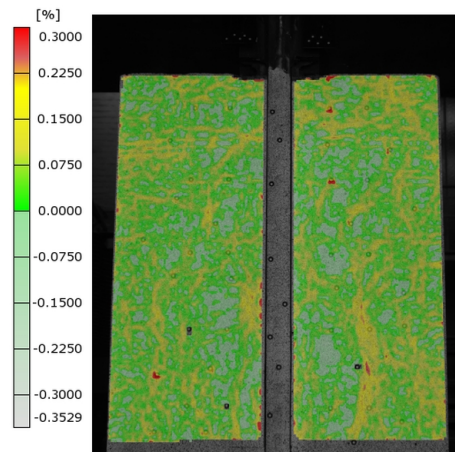
Finite Elemente Berechnungen



Auswertungen des optischen Messsystems



Rissbild beim POCL 24-1 nach Versuchsende



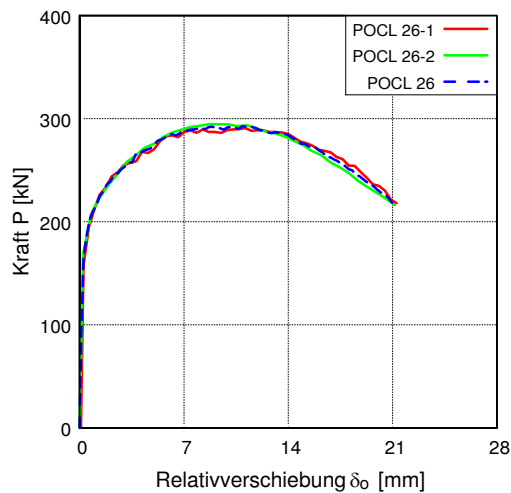
Rissbild beim POCL 24-2 nach Versuchsende

POCL 26

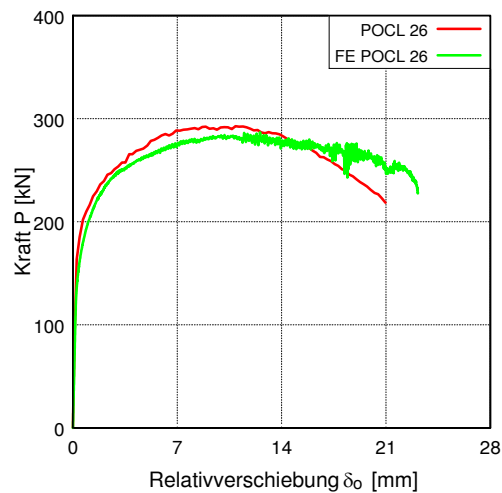
Übersicht der Versuchsparameter und -ergebnisse

| Versuchsparameter und -ablauf | | POCL 26-1 | POCL 26-2 |
|--|----------------------|------------------------------|------------------------------|
| Betonrezeptur | - | B5Q | B5Q |
| Betondicke t_c | [mm] | 40 | 40 |
| Stahlfaserbewehrung | [Vol.-%] | 2,5 | 2,5 |
| Stabstahl-Bewehrung | - | ohne | ohne |
| Platte oder Scheibe | - | Scheibe | Scheibe |
| Betonage | - | stehend | stehend |
| Stahlsorte Verbunddübelbleiste | - | S 175 | S 175 |
| Form der Verbunddübelbleiste | - | Klothoide CL | Klothoide CL |
| Dicke Verbunddübelbleiste t_{CL} | [mm] | 3 | 3 |
| Verwendung von Fett | - | ja | ja |
| Zyklische Vorbelastung | - | ja | ja |
| Messtechnik | - | δ_o , Aramis + Pontos | δ_o , Aramis + Pontos |
| Materialeigenschaften | | | |
| Druckfestigkeit $f_{cm,100}$ | [N/mm ²] | 175,9 | 175,9 |
| Druckfestigkeit $f_{cm,150}$ | [N/mm ²] | 164,0 | 164,0 |
| Zugfestigkeit $f_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 6,7 | 6,7 |
| Biegezugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | 23,9 | 23,9 |
| E-Modul Beton $E_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 49.576 | 49.576 |
| Streckgrenze CL-Leiste $f_{y,CL}$ | [N/mm ²] | 176,1 | 176,1 |
| Zugfestigkeit CL-Leiste $f_{u,CL}$ | [N/mm ²] | 285,3 | 285,3 |
| E-Modul Verbunddübelbleiste E_{CL} | [N/mm ²] | 174.000 | 174.000 |
| Versuchsergebnisse | | | |
| maximale Last P_{max} | [kN] | 294,2 | 296,2 |
| Relativverschiebung δ bei P_{max} | [mm] | 10,91 | 10,72 |
| Duktilität δ_{uk} | [mm] | 14,92 | 14,30 |
| Steifigkeit c_o | [kN/mm] | 634 | 720 |
| Steifigkeit c_u | [kN/mm] | 1.091 | 757 |

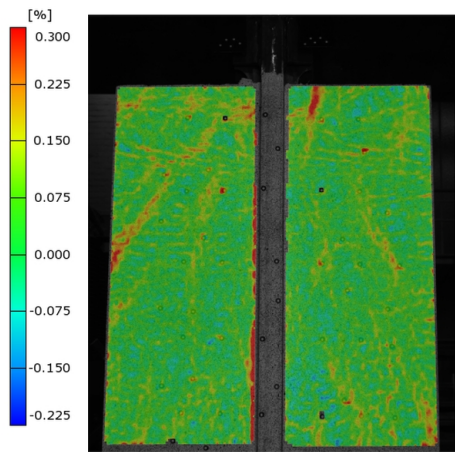
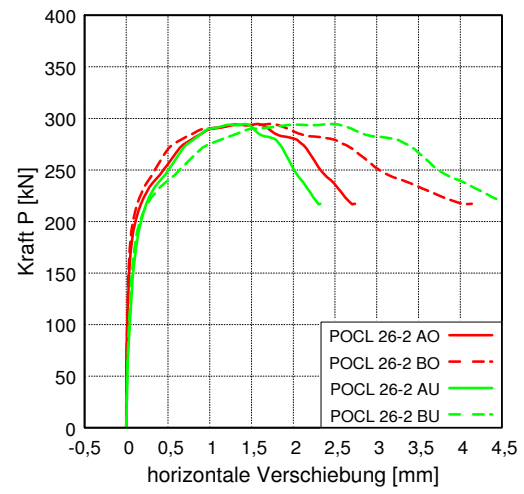
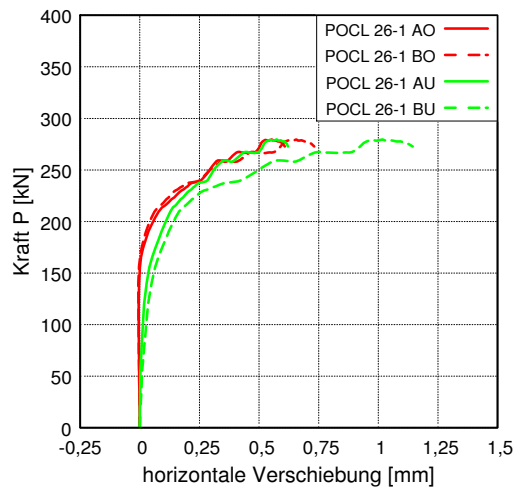
Auswertungen der Wegaufnehmer



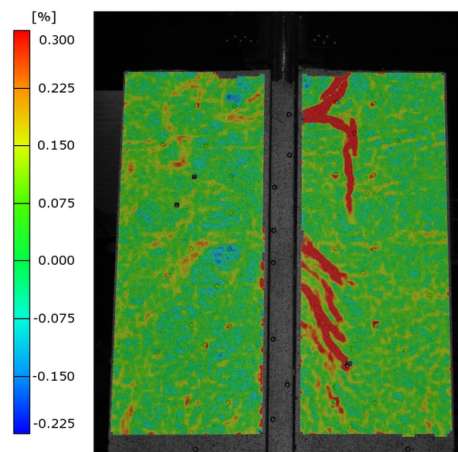
Finite Elemente Berechnungen



Auswertungen des optischen Messsystems



Rissbild beim POCL 26-1 nach Versuchsende



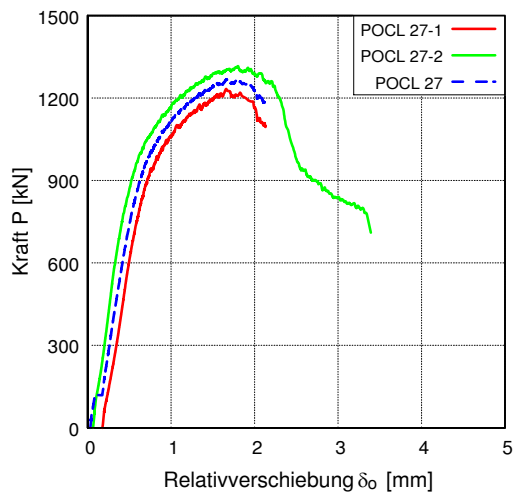
Rissbild beim POCL 26-2 nach Versuchsende

POCL 27

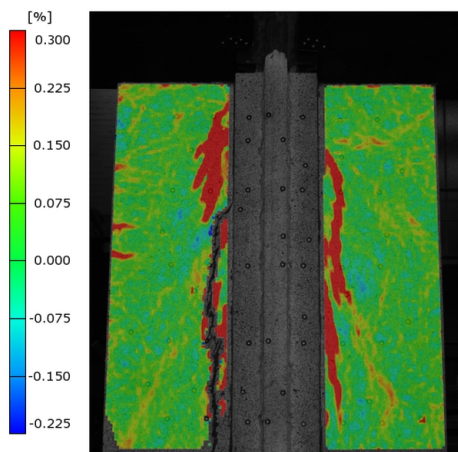
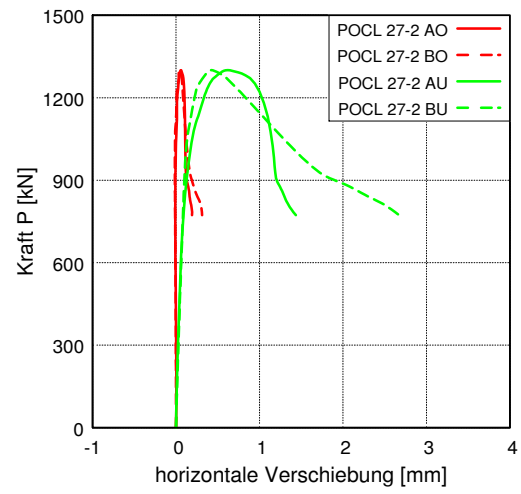
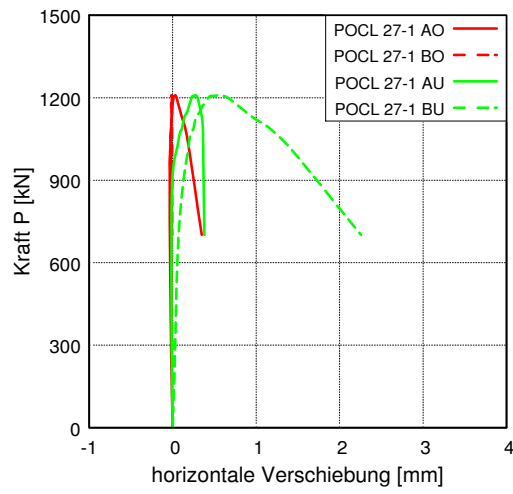
Übersicht der Versuchsparameter und -ergebnisse

| Versuchsparameter und -ablauf | | POCL 27-1 | POCL 27-2 |
|--|----------------------|------------------------------|------------------------|
| Betonrezeptur | - | B5Q | B5Q |
| Betondicke t_c | [mm] | 60 | 60 |
| Stahlfaserbewehrung | [Vol.-%] | 2,5 | 2,5 |
| Stabstahl-Bewehrung | - | ohne | ohne |
| Platte oder Scheibe | - | Scheibe mit Einfassung | Scheibe mit Einfassung |
| Betonage | - | stehend | stehend |
| Stahlsorte Verbunddübelbleiste | - | S 355 | S 355 |
| Form der Verbunddübelbleiste | - | Klothoide CL | Klothoide CL |
| Dicke Verbunddübelbleiste t_{CL} | [mm] | 10 | 10 |
| Verwendung von Fett | - | ja | ja |
| Zyklische Vorbelastung | - | ja | ja |
| Messtechnik | - | δ_o , Aramis + Pontos | δ_o , Pontos |
| Materialeigenschaften | | | |
| Druckfestigkeit $f_{cm,100}$ | [N/mm ²] | 175,2 | 175,2 |
| Druckfestigkeit $f_{cm,150}$ | [N/mm ²] | 169,3 | 169,3 |
| Zugfestigkeit $f_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 7,5 | 7,5 |
| Biegezugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | 23,3 | 23,3 |
| E-Modul Beton $E_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 49.896 | 49.896 |
| Streckgrenze CL-Leiste $f_{y,CL}$ | [N/mm ²] | 362,9 | 362,9 |
| Zugfestigkeit CL-Leiste $f_{u,CL}$ | [N/mm ²] | 527,0 | 527,0 |
| E-Modul Verbunddübelbleiste E_{CL} | [N/mm ²] | 196.000 | 196.000 |
| Versuchsergebnisse | | | |
| maximale Last P_{max} | [kN] | 1.233,1 | 1.315,9 |
| Relativverschiebung δ bei P_{max} | [mm] | 1,66 | 1,80 |
| Duktilität δ_{uk} | [mm] | 1,88 | 2,09 |
| Steifigkeit c_o | [kN/mm] | 1.824 | 2.152 |
| Steifigkeit c_u | [kN/mm] | 4.378 | 5.210 |

Auswertungen der Wegaufnehmer



Auswertungen des optischen Messsystems



Rissbild beim POCL 27-1 nach Versuchsende

POCL 28

Übersicht der Versuchsparameter und -ergebnisse

| Versuchsparameter und -ablauf | | POCL 28-1 | POCL 28-2 |
|--|----------------------|--------------|--------------|
| Betonrezeptur | - | B5Q | B5Q |
| Betondicke t_c | [mm] | 60 | 60 |
| Stahlfaserbewehrung | [Vol.-%] | 2,5 | 2,5 |
| Stabstahl-Bewehrung | - | ohne | ohne |
| Platte oder Scheibe | - | Scheibe | Scheibe |
| Betonage | - | stehend | liegend |
| Stahlsorte Verbunddübelbleiste | - | S 355 | S 355 |
| Form der Verbunddübelbleiste | - | Klothoide CL | Klothoide CL |
| Dicke Verbunddübelbleiste t_{CL} | [mm] | 10 | 10 |
| Verwendung von Fett | - | nein | nein |
| Zyklische Vorbelastung | - | - | - |
| Messtechnik | - | - | - |
| Materialeigenschaften | | | |
| Druckfestigkeit $f_{cm,100}$ | [N/mm ²] | 188,1 | 188,1 |
| Druckfestigkeit $f_{cm,150}$ | [N/mm ²] | 178,3 | 178,3 |
| Zugfestigkeit $f_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 7,9 | 7,9 |
| Biegezugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | 32,4 | 32,4 |
| E-Modul Beton $E_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 49.861 | 49.861 |
| Streckgrenze CL-Leiste $f_{y,CL}$ | [N/mm ²] | - | - |
| Zugfestigkeit CL-Leiste $f_{u,CL}$ | [N/mm ²] | - | - |
| E-Modul Verbunddübelbleiste E_{CL} | [N/mm ²] | - | - |
| Versuchsergebnisse | | | |
| maximale Last P_{max} | [kN] | - | - |
| Relativverschiebung δ bei P_{max} | [mm] | - | - |
| Duktilität δ_{uk} | [mm] | - | - |
| Steifigkeit c_o | [kN/mm] | - | - |
| Steifigkeit c_u | [kN/mm] | - | - |

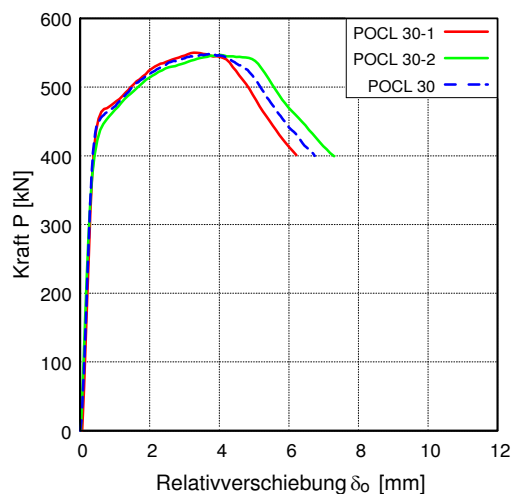
Die Versuchskörper POCL 28 wurden zur Analyse der Faseranzahl und -ausrichtung im Betondübelbereich verwendet. Es erfolgten keine Push-Out Versuche.

POCL 30

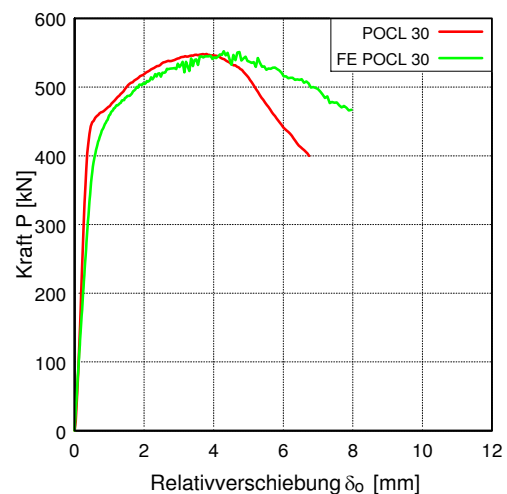
Übersicht der Versuchsparameter und -ergebnisse

| Versuchsparameter und -ablauf | | POCL 30-1 | POCL 30-2 |
|--|----------------------|--------------------------------------|--------------|
| Betonrezeptur | - | B5Q | B5Q |
| Betondicke t_c | [mm] | 60 | 60 |
| Stahlfaserbewehrung | [Vol.-%] | 2,5 | 2,5 |
| Stabstahl-Bewehrung | - | ohne | ohne |
| Platte oder Scheibe | - | Scheibe | Scheibe |
| Betonage | - | stehend | stehend |
| Stahlsorte Verbunddübelbleiste | - | S 235 | S 235 |
| Form der Verbunddübelbleiste | - | Klothoide CL | Klothoide CL |
| Dicke Verbunddübelbleiste t_{CL} | [mm] | 5 | 5 |
| Verwendung von Fett | - | ja | ja |
| Zyklische Vorbelastung | - | ja | ja |
| Messtechnik | - | δ_o , Aramis + Pontos, DMS | δ_o |
| Materialeigenschaften | | | |
| Druckfestigkeit $f_{cm,100}$ | [N/mm ²] | 179,5 | 179,5 |
| Druckfestigkeit $f_{cm,150}$ | [N/mm ²] | 161,0 | 161,0 |
| Zugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | 6,7 | 6,7 |
| Biegezugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | 23,9 | 23,9 |
| E-Modul Beton $E_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 49.576 | 49.576 |
| Streckgrenze CL-Leiste $f_{y,CL}$ | [N/mm ²] | 331,8 | 331,8 |
| Zugfestigkeit CL-Leiste $f_{u,CL}$ | [N/mm ²] | 427,0 | 427,0 |
| E-Modul Verbunddübelbleiste E_{CL} | [N/mm ²] | 213.500 | 213.500 |
| Versuchsergebnisse | | | |
| maximale Last P_{max} | [kN] | 557,4 | 557,8 |
| Relativverschiebung δ bei P_{max} | [mm] | 3,77 | 4,28 |
| Duktilität δ_{uk} | [mm] | 4,31 | 4,96 |
| Steifigkeit c_o | [kN/mm] | 1.512 | 1.400 |
| Steifigkeit c_u | [kN/mm] | 4.209 | - |

Auswertungen der Wegaufnehmer



Finite Elemente Berechnungen

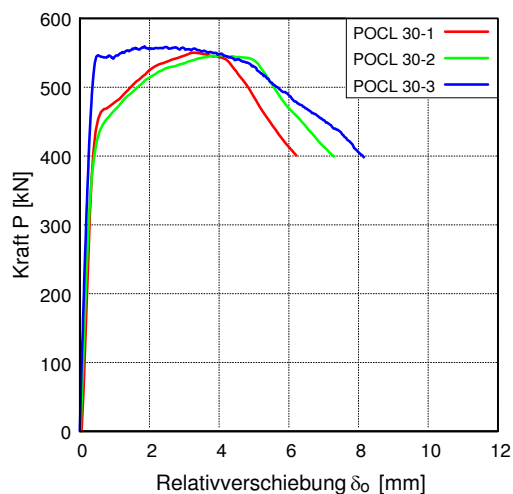


POCL 30 (Fortsetzung)

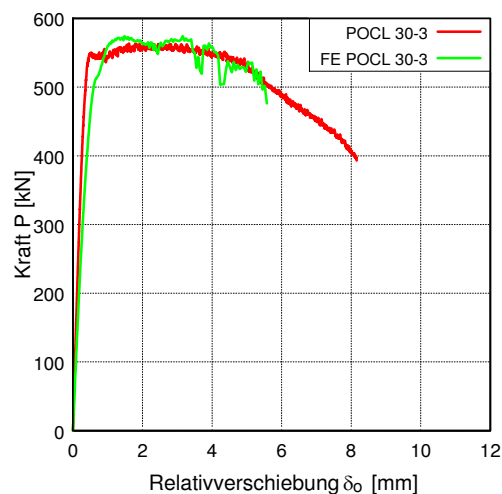
Übersicht der Versuchsparameter und -ergebnisse

| Versuchsparameter und -ablauf | | POCL 30-3 | |
|--|----------------------|--------------------------------------|--|
| Betonrezeptur | - | B5Q | |
| Betondicke t_c | [mm] | 60 | |
| Stahlfaserbewehrung | [Vol.-%] | 2,5 | |
| Stabstahl-Bewehrung | - | ohne | |
| Platte oder Scheibe | - | Scheibe | |
| Betonage | - | stehend | |
| Stahlsorte Verbunddübelsteife | - | S235 | |
| Form der Verbunddübelsteife | - | Klothoide CL | |
| Dicke Verbunddübelsteife t_{CL} | [mm] | 5 | |
| Verwendung von Fett | - | nein | |
| Zyklische Vorbelastung | - | nein | |
| Messtechnik | - | δ_o , Aramis + Pontos, DMS | |
| Materialeigenschaften | | | |
| Druckfestigkeit $f_{cm,100}$ | [N/mm ²] | 179,5 | |
| Druckfestigkeit $f_{cm,150}$ | [N/mm ²] | 161,0 | |
| Zugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | 6,7 | |
| Biegezugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | 23,9 | |
| E-Modul Beton $E_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 49.576 | |
| Streckgrenze CL-Leiste $f_{y,CL}$ | [N/mm ²] | 331,8 | |
| Zugfestigkeit CL-Leiste $f_{u,CL}$ | [N/mm ²] | 427,0 | |
| E-Modul Verbunddübelsteife E_{CL} | [N/mm ²] | 213.500 | |
| Versuchsergebnisse | | | |
| maximale Last P_{max} | [kN] | 563,6 | |
| Relativverschiebung δ bei P_{max} | [mm] | 1,61 | |
| Duktilität δ_{uk} | [mm] | 4,88 | |
| Steifigkeit c_o | [kN/mm] | 1.598 | |
| Steifigkeit c_u | [kN/mm] | 6.226 | |

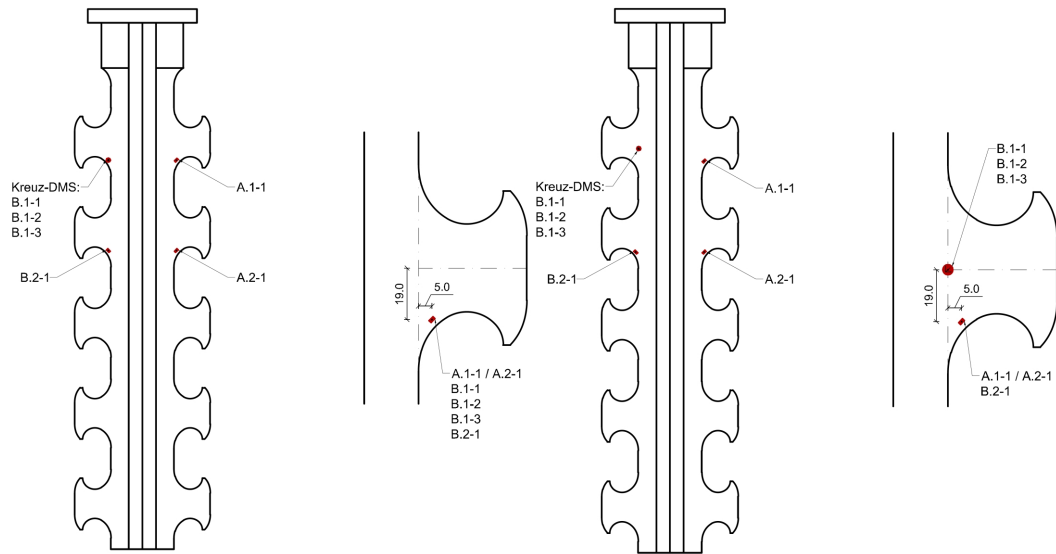
Auswertungen der Wegaufnehmer



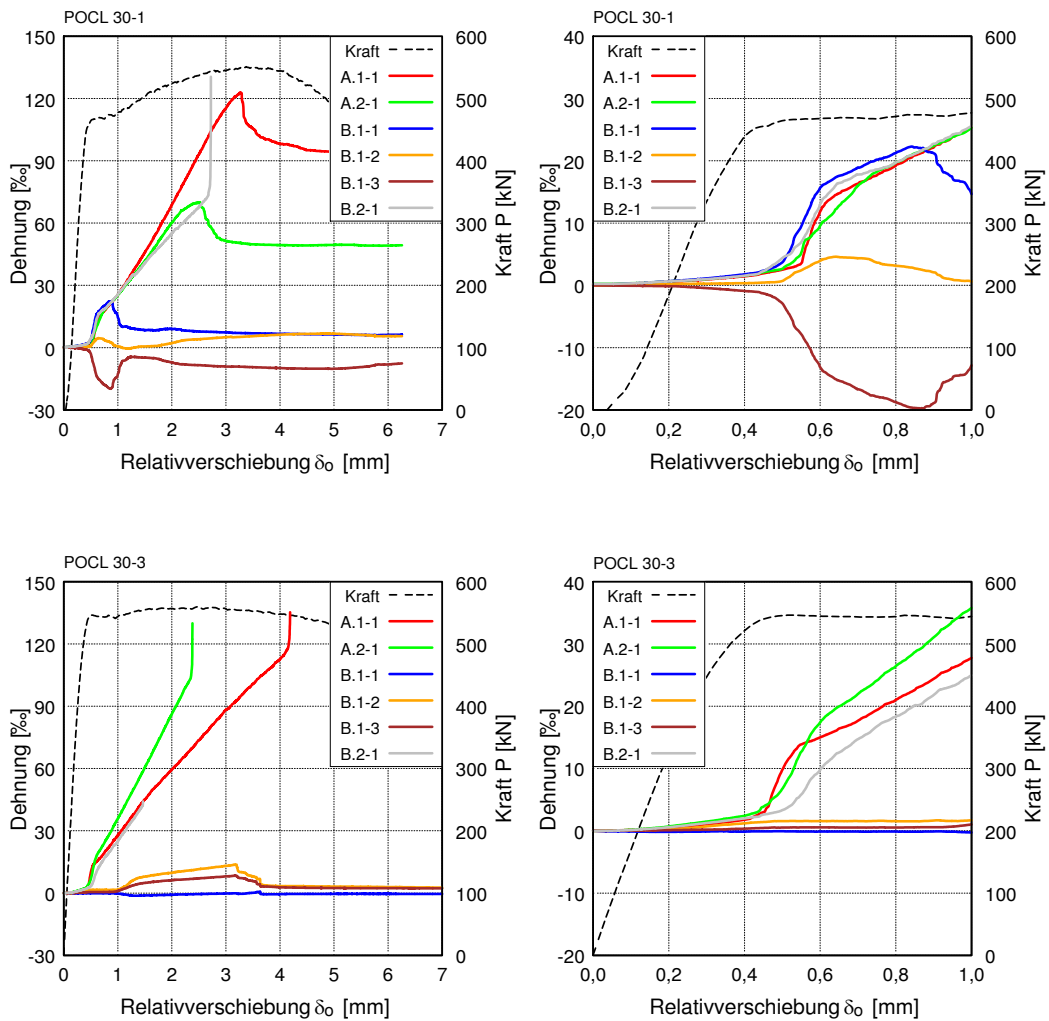
Finite Elemente Berechnungen



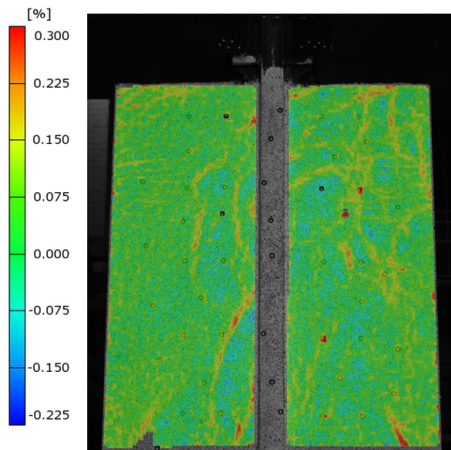
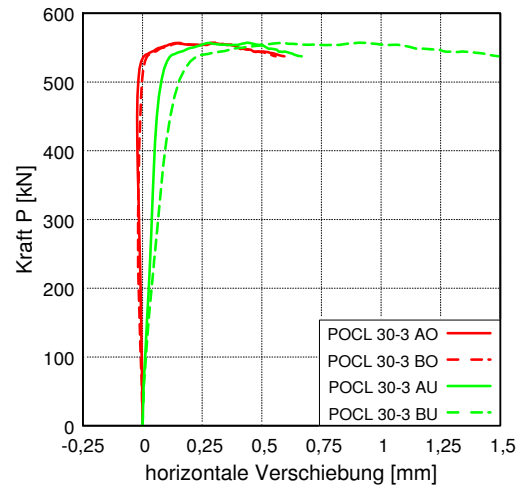
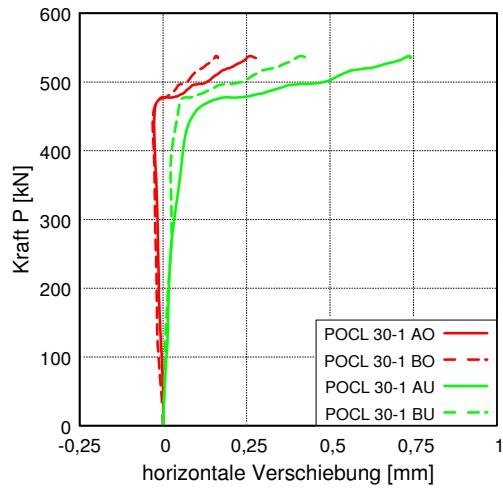
Lage der DMS für POCL 30-1 (links) und 30-3 (rechts)



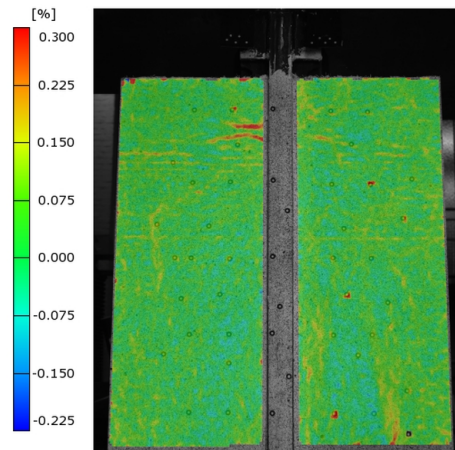
Auswertungen der DMS (jeweils über den gesamten Versuch und im Anfangsbereich)



Auswertungen des optischen Messsystems



Rissbild beim POCL 30-1 nach Versuchsende



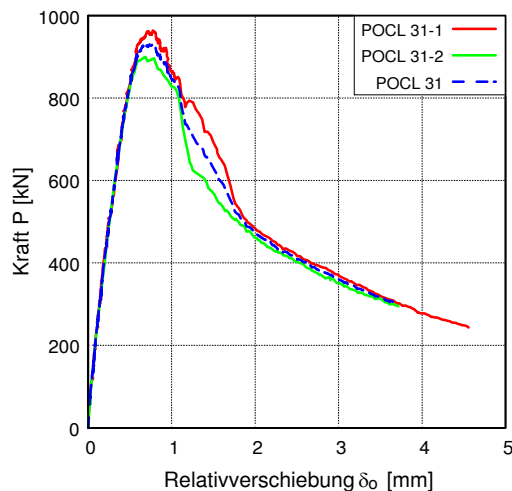
Rissbild beim POCL 30-3 nach Versuchsende

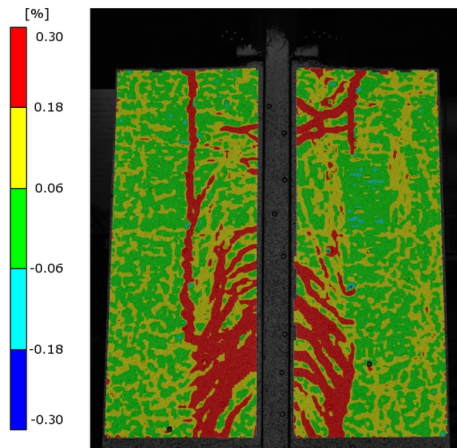
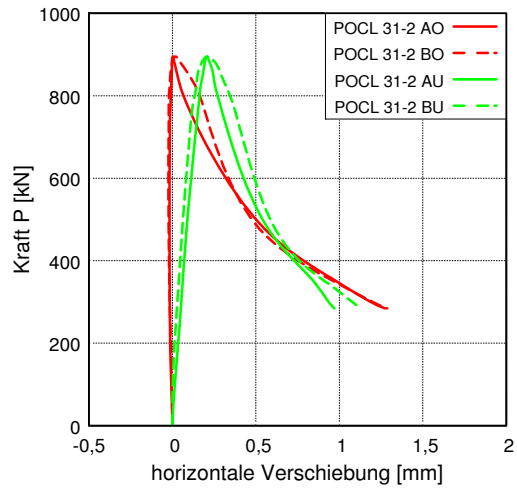
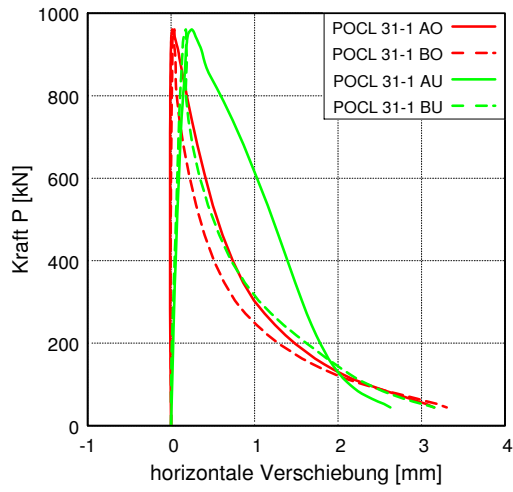
POCL 31

Übersicht der Versuchsparameter und -ergebnisse

| Versuchsparameter und -ablauf | | POCL 31-1 | POCL 31-2 |
|--|----------------------|------------------------------|---------------------|
| Betonrezeptur | - | B5Q | B5Q |
| Betondicke t_c | [mm] | 60 | 60 |
| Stahlfaserbewehrung | [Vol.-%] | 2,5 | 2,5 |
| Stabstahl-Bewehrung | - | ohne | ohne |
| Platte oder Scheibe | - | Scheibe | Scheibe |
| Betonage | - | stehend | stehend |
| Stahlsorte Verbunddübelbleiste | - | S 355 | S 355 |
| Form der Verbunddübelbleiste | - | Klothoide CL | Klothoide CL |
| Dicke Verbunddübelbleiste t_{CL} | [mm] | 10 | 10 |
| Verwendung von Fett | - | nein | nein |
| Zyklische Vorbelastung | - | nein | nein |
| Messtechnik | - | δ_o , Aramis + Pontos | δ_o , Pontos |
| Materialeigenschaften | | | |
| Druckfestigkeit $f_{cm,100}$ | [N/mm ²] | 175,2 | 175,2 |
| Druckfestigkeit $f_{cm,150}$ | [N/mm ²] | 169,3 | 169,3 |
| Zugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | 7,5 | 7,5 |
| Biegezugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | 23,3 | 23,3 |
| E-Modul Beton $E_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 49.896 | 49.896 |
| Streckgrenze CL-Leiste $f_{y,CL}$ | [N/mm ²] | 427,3 | 427,3 |
| Zugfestigkeit CL-Leiste $f_{u,CL}$ | [N/mm ²] | 557,3 | 557,3 |
| E-Modul Verbunddübelbleiste E_{CL} | [N/mm ²] | 214.200 | 214.200 |
| Versuchsergebnisse | | | |
| maximale Last P_{max} | [kN] | 964,1 | 607,6 |
| Relativverschiebung δ bei P_{max} | [mm] | 0,78 | 0,66 |
| Duktilität δ_{uk} | [mm] | 0,88 | 0,95 |
| Steifigkeit c_o | [kN/mm] | 1.909 | 1.886 |
| Steifigkeit c_u | [kN/mm] | 6.331 | 9.770 |

Auswertungen der Wegaufnehmer



Auswertungen des optischen Messsystems

Rissbild beim POCL 31-1 nach Versuchsende

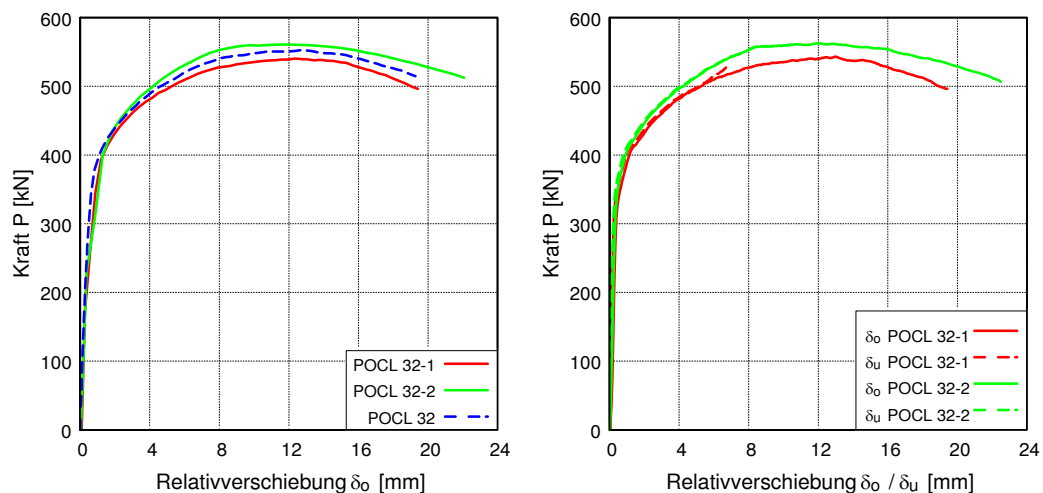
POCL 32

Übersicht der Versuchsparameter und -ergebnisse

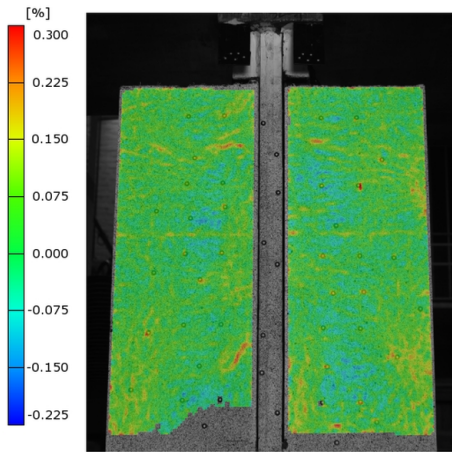
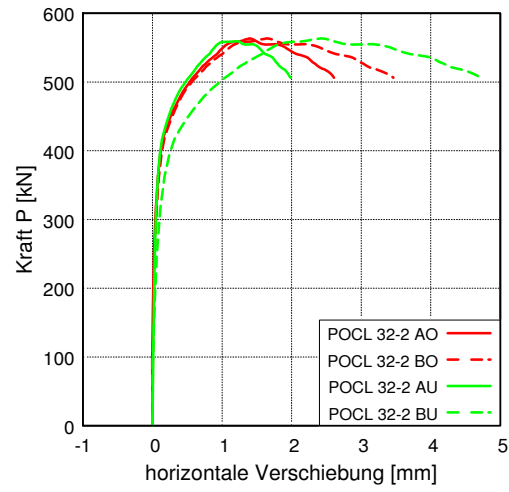
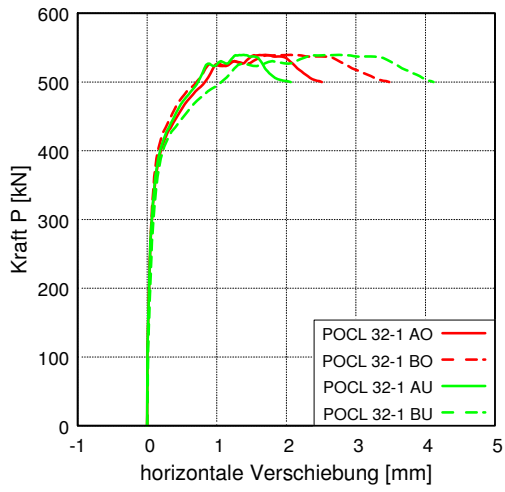
| Versuchsparameter und -ablauf | | POCL 32-1 | POCL 32-2 |
|--|----------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|
| Betonrezeptur | - | B5Q | B5Q |
| Betondicke t_c | [mm] | 60 | 60 |
| Stahlfaserbewehrung | [Vol.-%] | 2,5 | 2,5 |
| Stabstahl-Bewehrung | - | mit | mit |
| Platte oder Scheibe | - | Scheibe | Scheibe |
| Betonage | - | stehend | stehend |
| Stahlsorte Verbunddübelbleiste | - | S 235 | S 235 |
| Form der Verbunddübelbleiste | - | Klothoide CL | Klothoide CL |
| Dicke Verbunddübelbleiste t_{CL} | [mm] | 5 | 5 |
| Verwendung von Fett | - | ja | ja |
| Zyklische Vorbelastung | - | ja | ja |
| Messtechnik | - | δ_o, δ_u , Aramis+Pontos | δ_o, δ_u , Aramis+Pontos |
| Materialeigenschaften | | | |
| Druckfestigkeit $f_{cm,100}$ | [N/mm ²] | 180,8 | 180,8 |
| Druckfestigkeit $f_{cm,150}$ | [N/mm ²] | 176,9 | 176,9 |
| Zugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | 7,7 | 7,7 |
| Biegezugfestigkeit $f_{ctfm,28d}$ | [N/mm ²] | 30,7 | 30,7 |
| E-Modul Beton $E_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 50746 | 50746 |
| Streckgrenze CL-Leiste $f_{y,CL}$ | [N/mm ²] | 279,9 | 279,9 |
| Zugfestigkeit CL-Leiste $f_{u,CL}$ | [N/mm ²] | 347,1 | 347,1 |
| E-Modul Verbunddübelbleiste E_{CL} | [N/mm ²] | -* | -* |
| Versuchsergebnisse | | | |
| maximale Last P_{max} | [kN] | 546,5 | 566,0 |
| Relativverschiebung δ bei P_{max} | [mm] | 13,05 | 11,88 |
| Duktilität δ_{uk} | [mm] | 17,53 | 20,14 |
| Steifigkeit c_o | [kN/mm] | 1.246 | 1.308 |
| Steifigkeit c_u | [kN/mm] | 2.528 | 2.633 |

* E-Modul Messung fehlerhaft

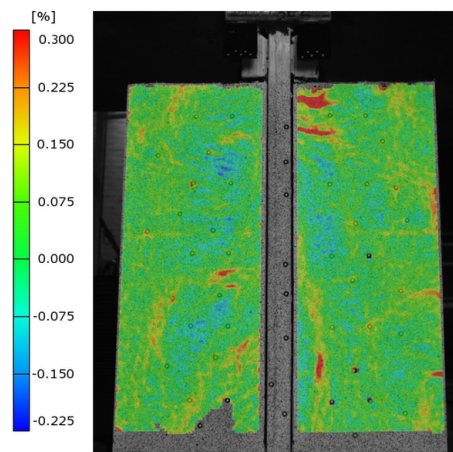
Auswertungen der Wegaufnehmer



Auswertungen des optischen Messsystems

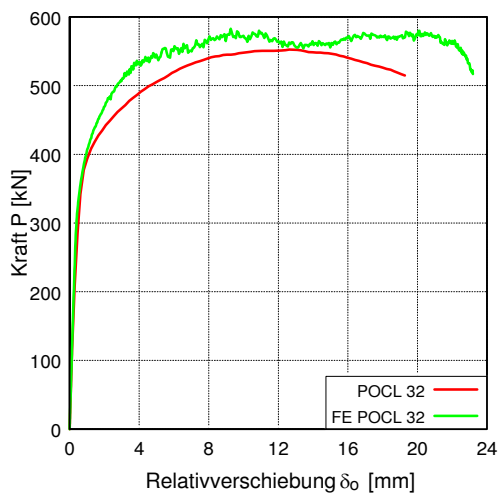


Rissbild beim POCL 32-1 nach Versuchsende



Rissbild beim POCL 32-2 nach Versuchsende

Finite Elemente Berechnungen



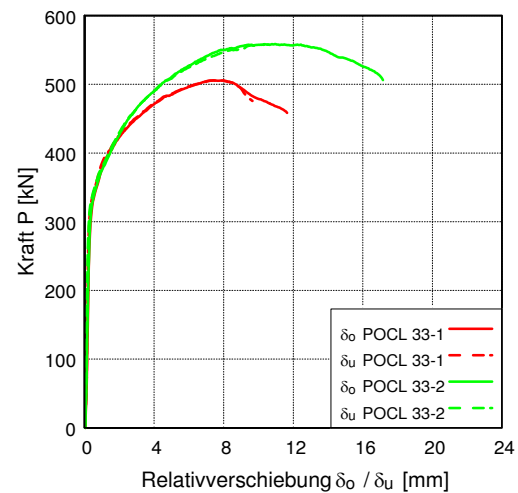
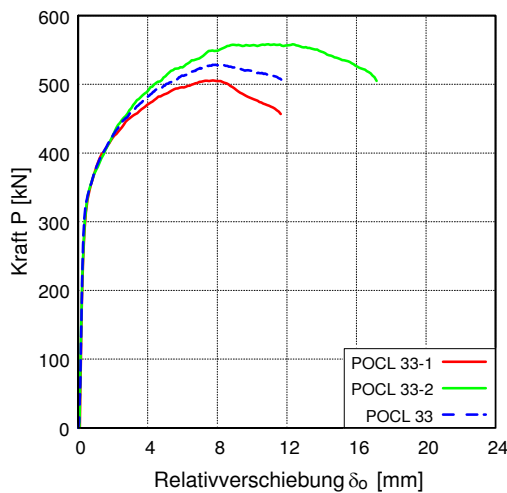
POCL 33

Übersicht der Versuchsparameter und -ergebnisse

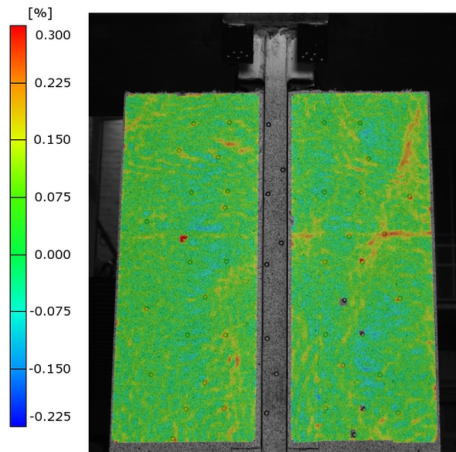
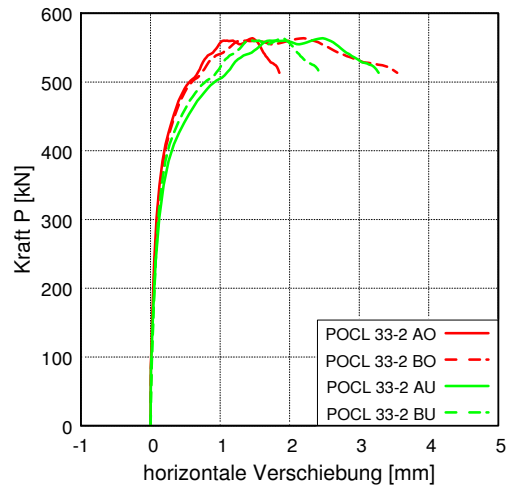
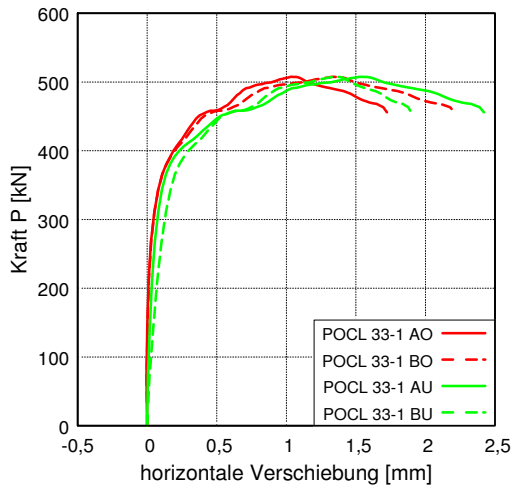
| Versuchsparameter und -ablauf | | POCL 33-1 | POCL 33-2 |
|--|----------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|
| Betonrezeptur | - | B5Q | B5Q |
| Betondicke t_c | [mm] | 60 | 60 |
| Stahlfaserbewehrung | [Vol.-%] | 2,5 | 2,5 |
| Stabstahl-Bewehrung | - | ohne | ohne |
| Platte oder Scheibe | - | Scheibe | Scheibe |
| Betonage | - | stehend | stehend |
| Stahlsorte Verbunddübelbleiste | - | S 235 | S 235 |
| Form der Verbunddübelbleiste | - | Klothoide CL | Klothoide CL |
| Dicke Verbunddübelbleiste t_{CL} | [mm] | 5 | 5 |
| Verwendung von Fett | - | ja | ja |
| Zyklische Vorbelastung | - | ja | ja |
| Messtechnik | - | δ_o, δ_u , Aramis+Pontos | δ_o, δ_u , Aramis+Pontos |
| Materialeigenschaften | | | |
| Druckfestigkeit $f_{cm,100}$ | [N/mm ²] | 191,6 | 191,6 |
| Druckfestigkeit $f_{cm,150}$ | [N/mm ²] | 182,6 | 182,6 |
| Zugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | 7,7 | 7,7 |
| Biegezugfestigkeit $f_{ctfm,28d}$ | [N/mm ²] | 30,7 | 30,7 |
| E-Modul Beton $E_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 50746 | 50746 |
| Streckgrenze CL-Leiste $f_{y,CL}$ | [N/mm ²] | 279,9 | 279,9 |
| Zugfestigkeit CL-Leiste $f_{u,CL}$ | [N/mm ²] | 347,1 | 347,1 |
| E-Modul Verbunddübelbleiste E_{CL} | [N/mm ²] | -* | -* |
| Versuchsergebnisse | | | |
| maximale Last P_{max} | [kN] | 508,6 | 565,1 |
| Relativverschiebung δ bei P_{max} | [mm] | 7,29 | 11,03 |
| Duktilität δ_{uk} | [mm] | 10,48 | 15,43 |
| Steifigkeit c_o | [kN/mm] | 1.390 | 1.244 |
| Steifigkeit c_u | [kN/mm] | 2.569 | 2.120 |

* E-Modul Messung fehlerhaft

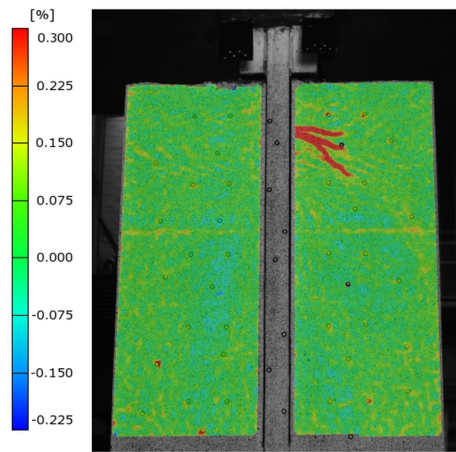
Auswertungen der Wegaufnehmer



Auswertungen des optischen Messsystems

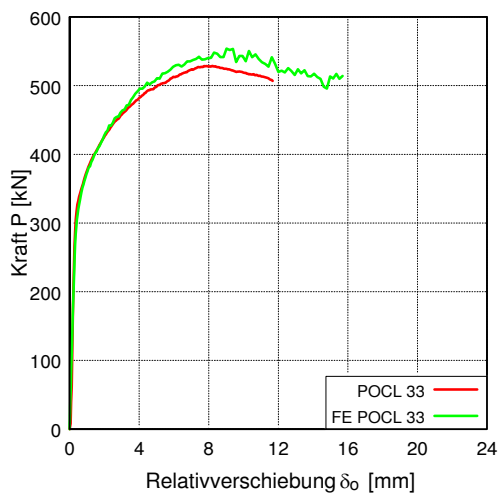


Rissbild beim POCL 33-1 nach Versuchsende



Rissbild beim POCL 33-2 nach Versuchsende

Finite Elemente Berechnungen



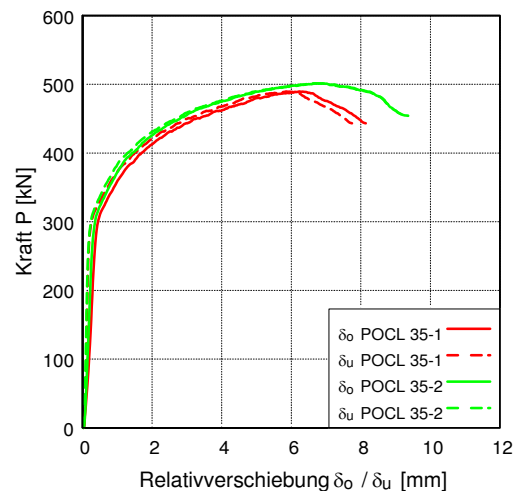
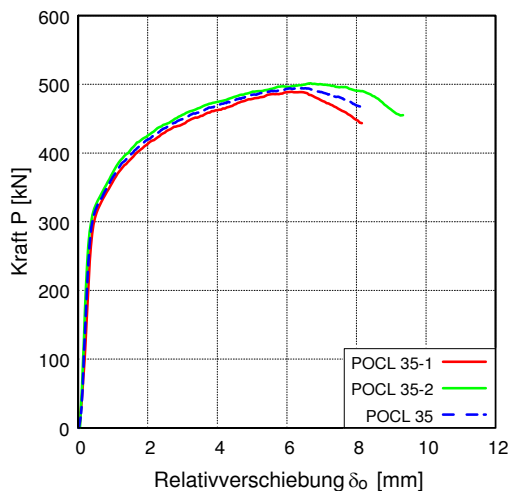
POCL 35

Übersicht der Versuchsparameter und -ergebnisse

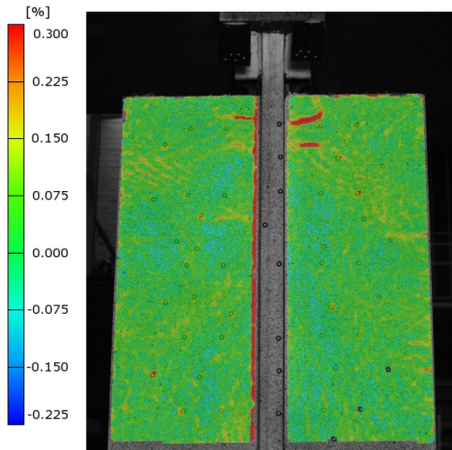
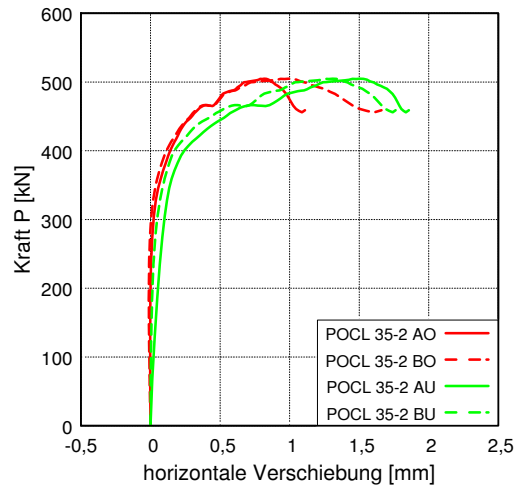
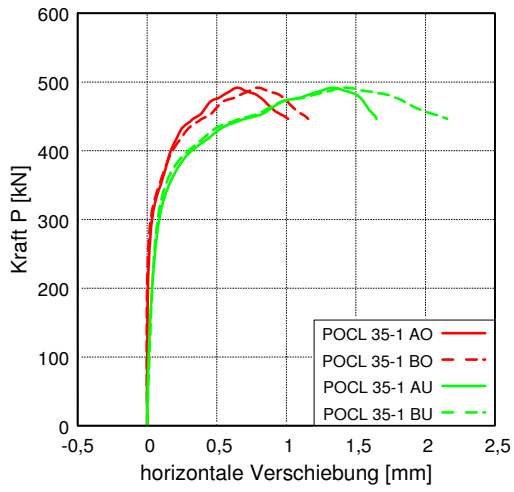
| Versuchsparameter und -ablauf | | POCL 35-1 | POCL 35-2 |
|--|----------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|
| Betonrezeptur | - | B5Q | B5Q |
| Betondicke t_c | [mm] | 40 | 40 |
| Stahlfaserbewehrung | [Vol.-%] | 2,5 | 2,5 |
| Stabstahl-Bewehrung | - | ohne | ohne |
| Platte oder Scheibe | - | Scheibe | Scheibe |
| Betonage | - | stehend | stehend |
| Stahlsorte Verbunddübelbleiste | - | S 235 | S 235 |
| Form der Verbunddübelbleiste | - | Klothoide CL | Klothoide CL |
| Dicke Verbunddübelbleiste t_{CL} | [mm] | 5 | 5 |
| Verwendung von Fett | - | ja | ja |
| Zyklische Vorbelastung | - | ja | ja |
| Messtechnik | - | δ_o, δ_u , Aramis+Pontos | δ_o, δ_u , Aramis+Pontos |
| Materialeigenschaften | | | |
| Druckfestigkeit $f_{cm,100}$ | [N/mm ²] | 191,6 | 191,6 |
| Druckfestigkeit $f_{cm,150}$ | [N/mm ²] | 182,6 | 182,6 |
| Zugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | 7,7 | 7,7 |
| Biegezugfestigkeit $f_{ctfm,28d}$ | [N/mm ²] | 30,7 | 30,7 |
| E-Modul Beton $E_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 50746 | 50746 |
| Streckgrenze CL-Leiste $f_{y,CL}$ | [N/mm ²] | 279,9 | 279,9 |
| Zugfestigkeit CL-Leiste $f_{u,CL}$ | [N/mm ²] | 347,1 | 347,1 |
| E-Modul Verbunddübelbleiste E_{CL} | [N/mm ²] | -* | -* |
| Versuchsergebnisse | | | |
| maximale Last P_{max} | [kN] | 494,4 | 505,6 |
| Relativverschiebung δ bei P_{max} | [mm] | 6,03 | 6,97 |
| Duktilität δ_{uk} | [mm] | 7,23 | 8,30 |
| Steifigkeit c_o | [kN/mm] | 983 | 1.260 |
| Steifigkeit c_u | [kN/mm] | 2.490 | 2.261 |

* E-Modul Messung fehlerhaft

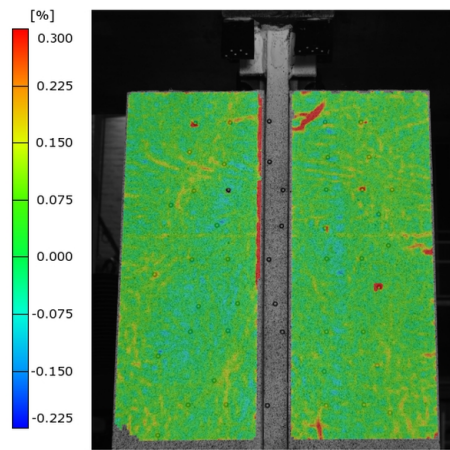
Auswertungen der Wegaufnehmer



Auswertungen des optischen Messsystems

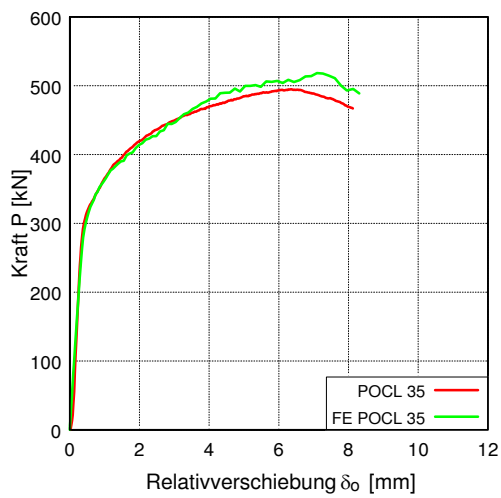


Rissbild beim POCL 35-1 nach Versuchsende



Rissbild beim POCL 35-2 nach Versuchsende

Finite Elemente Berechnungen

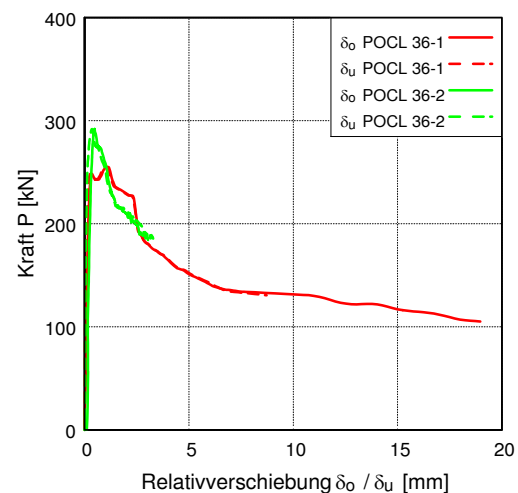
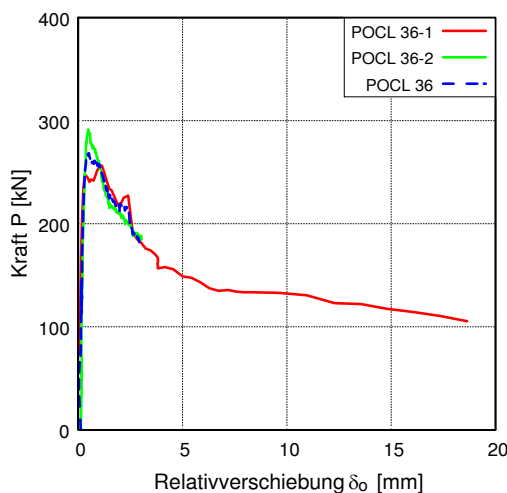


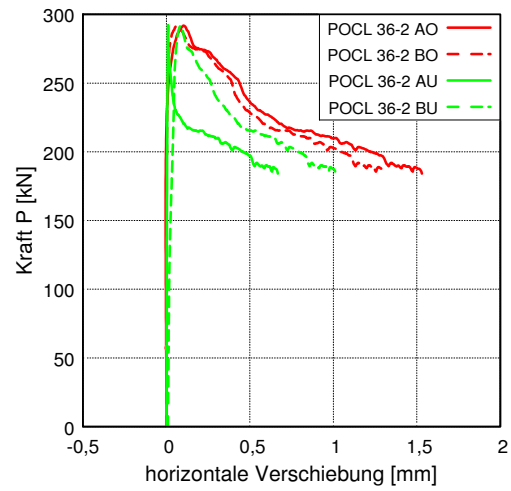
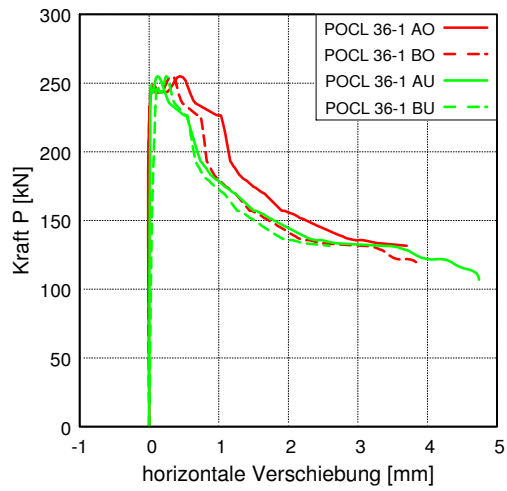
POCL 36

Übersicht der Versuchsparameter und -ergebnisse

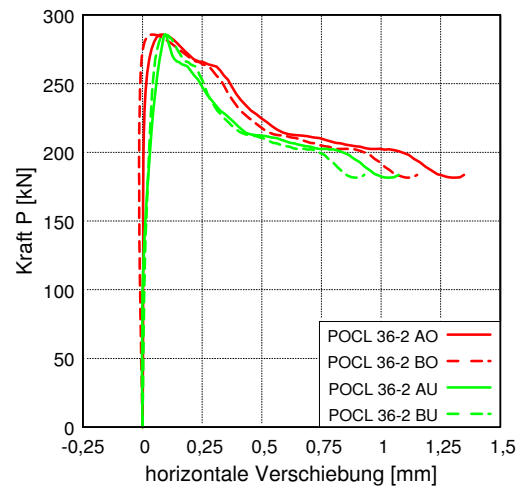
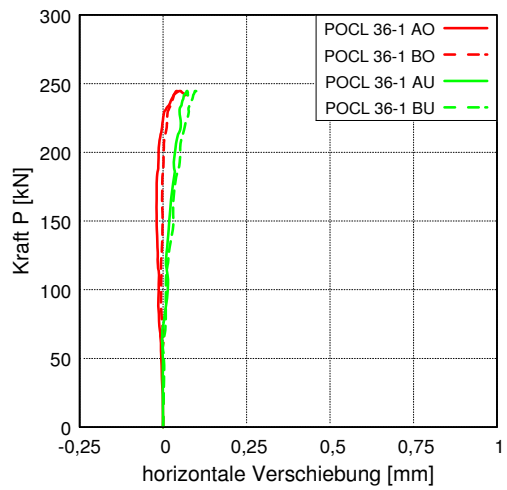
| Versuchsparameter und -ablauf | | POCL 36-1 | POCL 36-2 |
|--|----------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|
| Betonrezeptur | - | B5Q | B5Q |
| Betondicke t_c | [mm] | 60 | 60 |
| Stahlfaserbewehrung | [Vol.-%] | 2,5 | 2,5 |
| Stabstahl-Bewehrung | - | ohne | ohne |
| Platte oder Scheibe | - | Scheibe | Scheibe |
| Betonage | - | stehend | stehend |
| Stahlsorte Verbunddübelste | - | S 355 | S 355 |
| Form der Verbunddübelste | - | Klothoide CL - isoliert | Klothoide CL - isoliert |
| Dicke Verbunddübelste t_{CL} | [mm] | 10 | 10 |
| Verwendung von Fett | - | ja | ja |
| Zyklische Vorbelastung | - | nein | nein |
| Messtechnik | - | δ_o, δ_u , Pontos, AO-BU | δ_o, δ_u , Pontos, AO-BU |
| Materialeigenschaften | | | |
| Druckfestigkeit $f_{cm,100}$ | [N/mm ²] | 191,6 | 191,6 |
| Druckfestigkeit $f_{cm,150}$ | [N/mm ²] | 182,6 | 182,6 |
| Zugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | 7,7 | 7,7 |
| Biegezugfestigkeit $f_{ctfm,28d}$ | [N/mm ²] | 30,7 | 30,7 |
| E-Modul Beton $E_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 50746 | 50746 |
| Streckgrenze CL-Leiste $f_{y,CL}$ | [N/mm ²] | 362,9 | 362,9 |
| Zugfestigkeit CL-Leiste $f_{u,CL}$ | [N/mm ²] | 527,0 | 527,0 |
| E-Modul Verbunddübelste E_{CL} | [N/mm ²] | 196.000 | 196.000 |
| Versuchsergebnisse | | | |
| maximale Last P_{max} | [kN] | 258,7 | 293,7 |
| Relativverschiebung δ bei P_{max} | [mm] | 1,18 | 0,45 |
| Duktilität δ_{uk} | [mm] | 1,43 | 0,82 |
| Steifigkeit c_o | [kN/mm] | 2.572 | 1.604 |
| Steifigkeit c_u | [kN/mm] | 2.599 | 3.282 |

Auswertungen der Wegaufnehmer





Auswertungen des optischen Messsystems

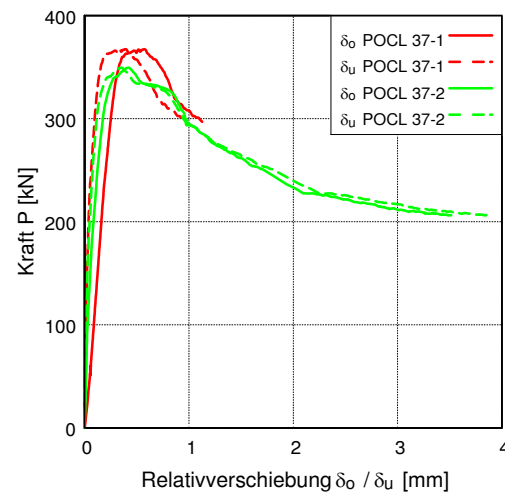
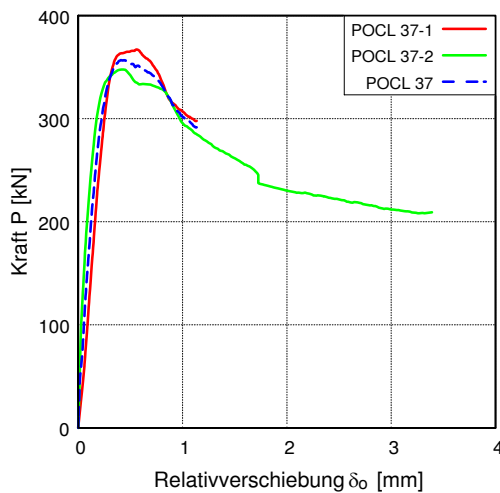


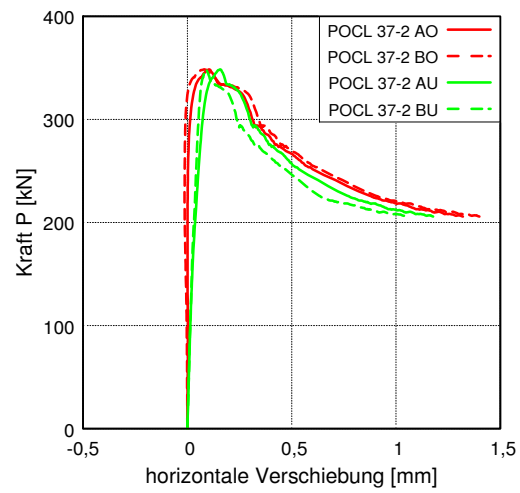
POCL 37

Übersicht der Versuchsparameter und -ergebnisse

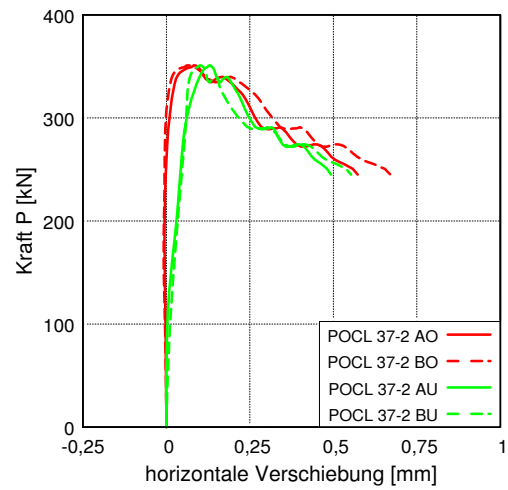
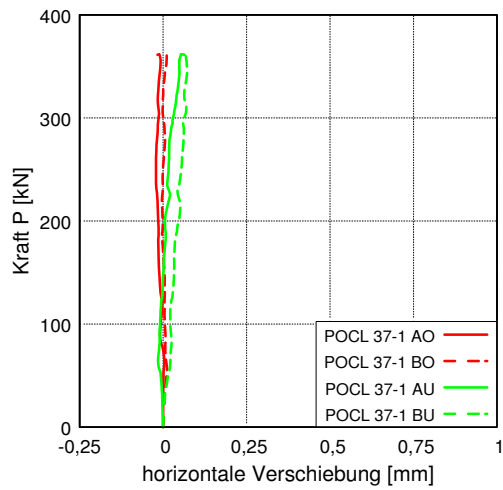
| Versuchsparameter und -ablauf | | POCL 37-1 | POCL 37-2 |
|--|----------------------|----------------------------------|---|
| Betonrezeptur | - | B5Q | B5Q |
| Betondicke t_c | [mm] | 60 | 60 |
| Stahlfaserbewehrung | [Vol.-%] | 2,5 | 2,5 |
| Stabstahl-Bewehrung | - | ohne | ohne |
| Platte oder Scheibe | - | Scheibe | Scheibe |
| Betonage | - | stehend | stehend |
| Stahlsorte Verbunddübelbleiste | - | S 355 | S 355 |
| Form der Verbunddübelbleiste | - | Klothoide CL - isoliert | Klothoide CL - isoliert |
| Dicke Verbunddübelbleiste t_{CL} | [mm] | 10 | 10 |
| Verwendung von Fett | - | nein | nein |
| Zyklische Vorbelastung | - | nein | nein |
| Messtechnik | - | δ_o , δ_u , Pontos | δ_o , δ_u , Pontos, AO-BU |
| Materialeigenschaften | | | |
| Druckfestigkeit $f_{cm,100}$ | [N/mm ²] | 191,6 | 191,6 |
| Druckfestigkeit $f_{cm,150}$ | [N/mm ²] | 182,6 | 182,6 |
| Zugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | 7,7 | 7,7 |
| Biegezugfestigkeit $f_{ctfm,28d}$ | [N/mm ²] | 30,7 | 30,7 |
| E-Modul Beton $E_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 50746 | 50746 |
| Streckgrenze CL-Leiste $f_{y,CL}$ | [N/mm ²] | 362,9 | 362,9 |
| Zugfestigkeit CL-Leiste $f_{u,CL}$ | [N/mm ²] | 527,0 | 527,0 |
| E-Modul Verbunddübelbleiste E_{CL} | [N/mm ²] | 196.000 | 196.000 |
| Versuchsergebnisse | | | |
| maximale Last P_{max} | [kN] | 368,9 | 351,1 |
| Relativverschiebung δ bei P_{max} | [mm] | 0,58 | 0,40 |
| Duktilität δ_{uk} | [mm] | 0,74 | 0,80 |
| Steifigkeit c_o | [kN/mm] | 1.382 | 2.174 |
| Steifigkeit c_u | [kN/mm] | 4.322 | 3.961 |

Auswertungen der Wegaufnehmer





Auswertungen des optischen Messsystems



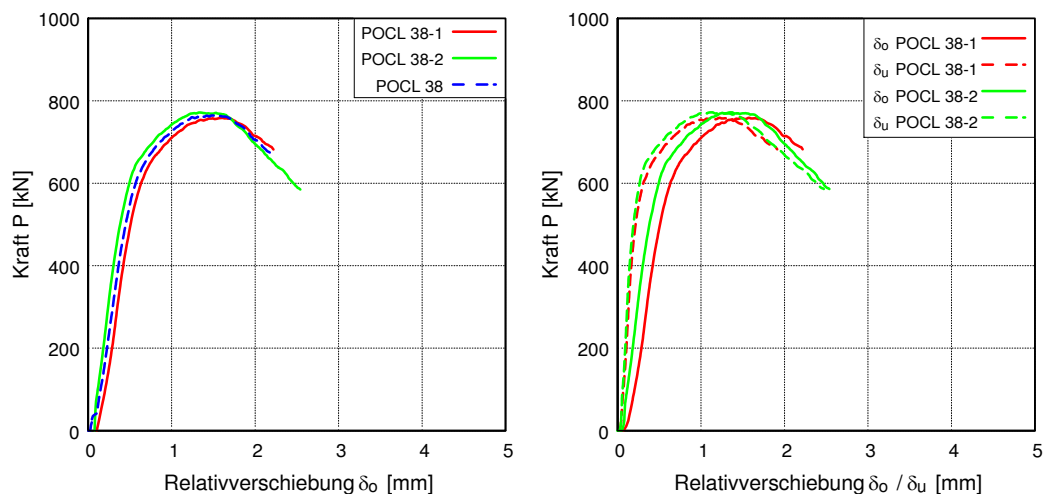
POCL 38

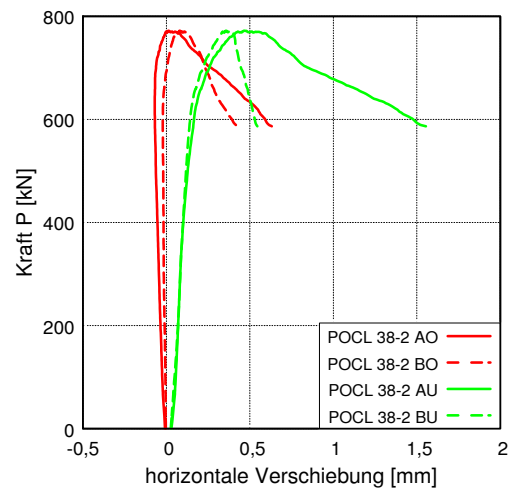
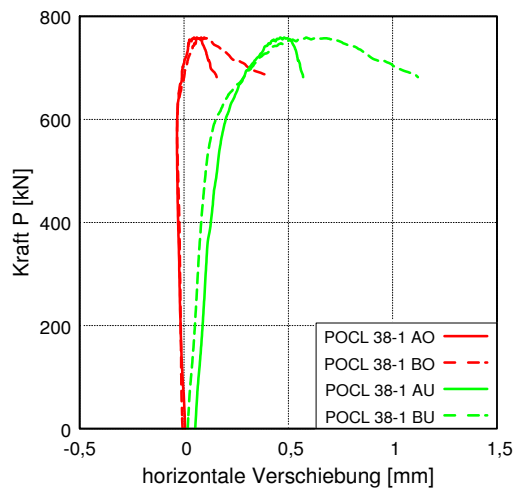
Übersicht der Versuchsparameter und -ergebnisse

| Versuchsparameter und -ablauf | | POCL 38-1 | POCL 38-2 |
|--|----------------------|---|---|
| Betonrezeptur | - | B5Q | B5Q |
| Betondicke t_c | [mm] | 40 | 40 |
| Stahlfaserbewehrung | [Vol.-%] | 2,5 | 2,5 |
| Stabstahl-Bewehrung | - | ohne | ohne |
| Platte oder Scheibe | - | Scheibe | Scheibe |
| Betonage | - | stehend | stehend |
| Stahlsorte Verbunddübelbleiste | - | S 235 | S 235 |
| Form der Verbunddübelbleiste | - | Klothoide CL | Klothoide CL |
| Dicke Verbunddübelbleiste t_{CL} | [mm] | 10 | 10 |
| Verwendung von Fett | - | ja | ja |
| Zyklische Vorbelastung | - | ja | ja |
| Messtechnik | - | δ_o , δ_u , AO-BU, Aramis+Pontos | δ_o , δ_u , AO-BU, Aramis+Pontos |
| Materialeigenschaften | | | |
| Druckfestigkeit $f_{cm,100}$ | [N/mm ²] | 204,6 | 204,6 |
| Druckfestigkeit $f_{cm,150}$ | [N/mm ²] | 189,2 | 189,2 |
| Zugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | 8,9 | 8,9 |
| Biegezugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | 45,7 | 45,7 |
| E-Modul Beton $E_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 50184 | 50184 |
| Streckgrenze CL-Leiste $f_{y,CL}$ | [N/mm ²] | 297,7 | 297,7 |
| Zugfestigkeit CL-Leiste $f_{u,CL}$ | [N/mm ²] | 368,9 | 368,9 |
| E-Modul Verbunddübelbleiste E_{CL} | [N/mm ²] | -* | -* |
| Versuchsergebnisse | | | |
| maximale Last P_{max} | [kN] | 763,2 | 777,3 |
| Relativverschiebung δ bei P_{max} | [mm] | 1,47 | 1,35 |
| Duktilität δ_{uk} | [mm] | 1,99 | 1,78 |
| Steifigkeit c_o | [kN/mm] | 1.348 | 1.589 |
| Steifigkeit c_u | [kN/mm] | 3.123 | 3.617 |

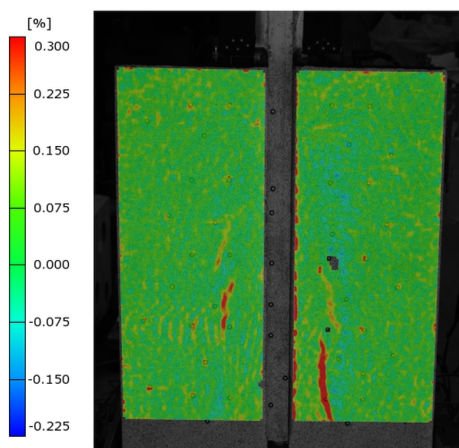
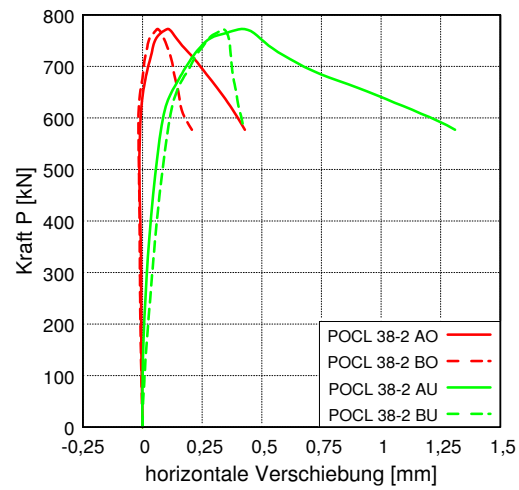
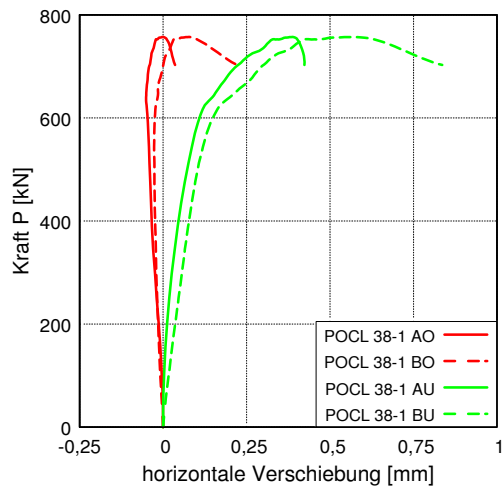
* E-Modul Messung fehlerhaft

Auswertungen der Wegaufnehmer

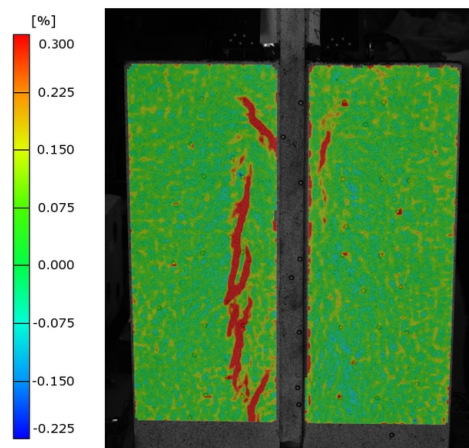




Auswertungen des optischen Messsystems

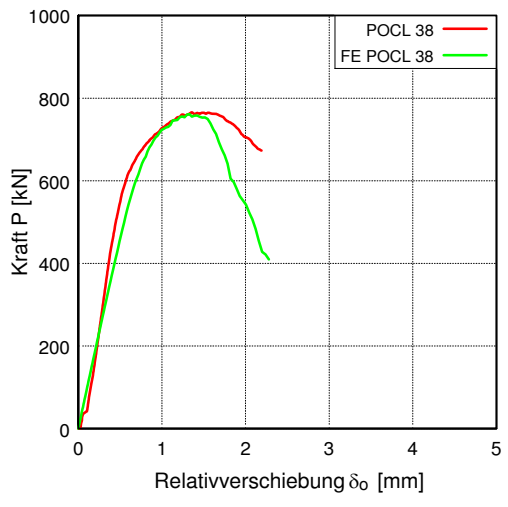


Rissbild beim POCL 38-1 nach Versuchsende



Rissbild beim POCL 38-2 nach Versuchsende

Finite Elemente Berechnungen



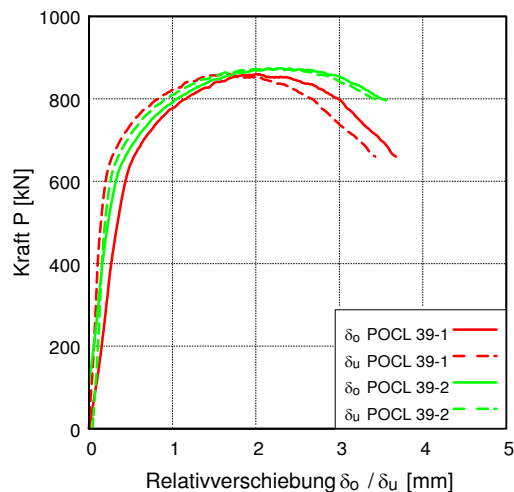
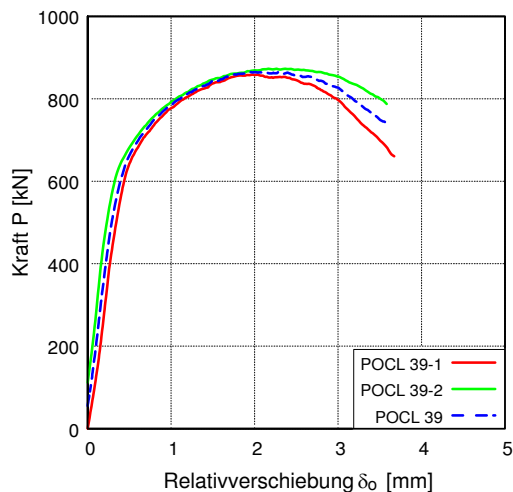
POCL 39

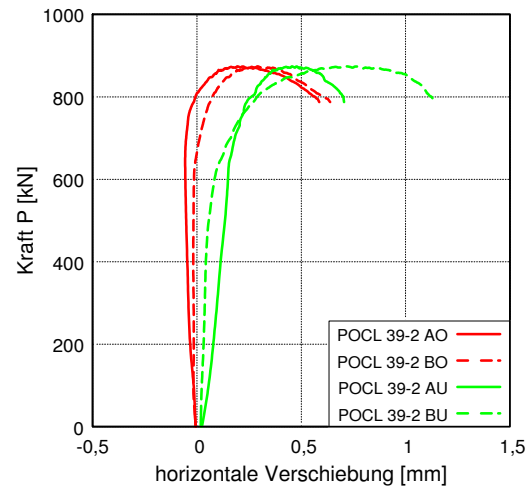
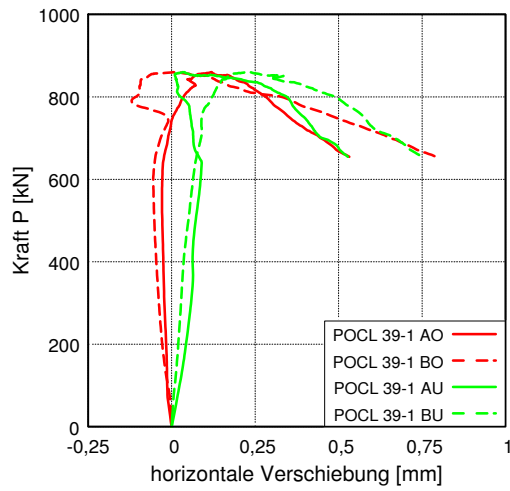
Übersicht der Versuchsparameter und -ergebnisse

| Versuchsparameter und -ablauf | | POCL 39-1 | POCL 39-2 |
|--|----------------------|---|---|
| Betonrezeptur | - | B5Q | B5Q |
| Betondicke t_c | [mm] | 60 | 60 |
| Stahlfaserbewehrung | [Vol.-%] | 2,5 | 2,5 |
| Stabstahl-Bewehrung | - | ohne | ohne |
| Platte oder Scheibe | - | Scheibe | Scheibe |
| Betonage | - | stehend | stehend |
| Stahlsorte Verbunddübelbleiste | - | S 235 | S 235 |
| Form der Verbunddübelbleiste | - | Klothoide CL | Klothoide CL |
| Dicke Verbunddübelbleiste t_{CL} | [mm] | 10 | 10 |
| Verwendung von Fett | - | ja | ja |
| Zyklische Vorbelastung | - | ja | ja |
| Messtechnik | - | $\delta_o, \delta_u, AO-BU,$ Aramis+Pontos | $\delta_o, \delta_u, AO-BU,$ Aramis+Pontos |
| Materialeigenschaften | | | |
| Druckfestigkeit $f_{cm,100}$ | [N/mm ²] | 204,6 | 204,6 |
| Druckfestigkeit $f_{cm,150}$ | [N/mm ²] | 189,2 | 189,2 |
| Zugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | 8,9 | 8,9 |
| Biegezugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | 45,7 | 45,7 |
| E-Modul Beton $E_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 50184 | 50184 |
| Streckgrenze CL-Leiste $f_{y,CL}$ | [N/mm ²] | 297,7 | 297,7 |
| Zugfestigkeit CL-Leiste $f_{u,CL}$ | [N/mm ²] | 368,9 | 368,9 |
| E-Modul Verbunddübelbleiste E_{CL} | [N/mm ²] | * | * |
| Versuchsergebnisse | | | |
| maximale Last P_{max} | [kN] | 863,8 | 861,4 |
| Relativverschiebung δ bei P_{max} | [mm] | 2,07 | 2,30 |
| Duktilität δ_{uk} | [mm] | 2,78 | 3,22 |
| Steifigkeit c_o | [kN/mm] | 1.566 | 1.713 |
| Steifigkeit c_u | [kN/mm] | 3.763 | 3.671 |

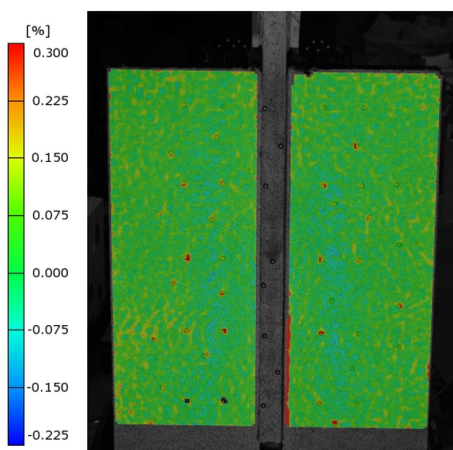
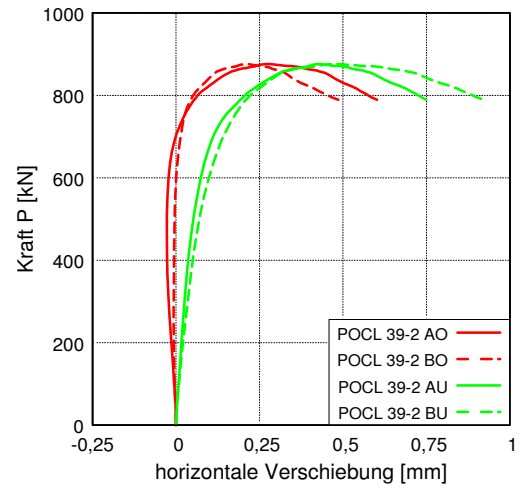
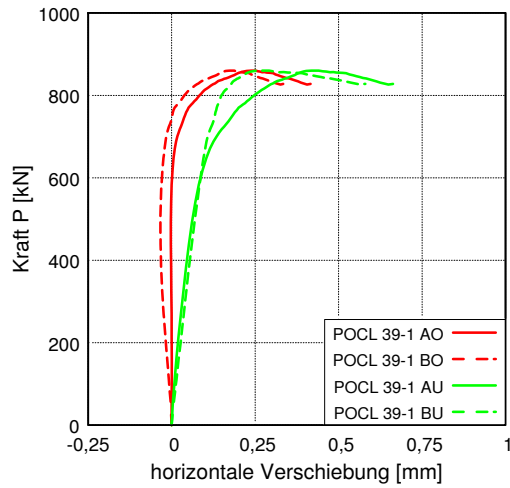
* E-Modul Messung fehlerhaft

Auswertungen der Wegaufnehmer

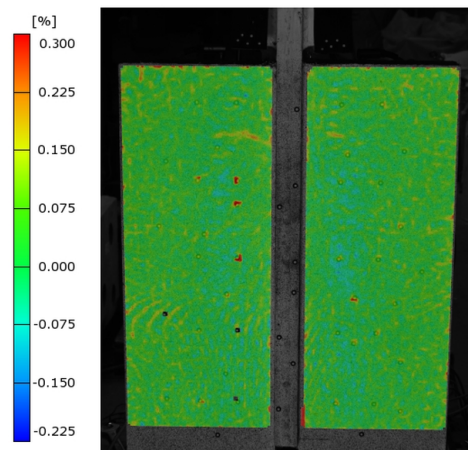




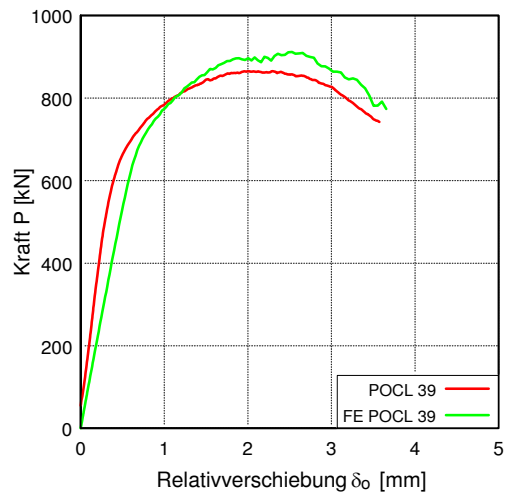
Auswertungen des optischen Messsystems



Rissbild beim POCL 39-1 nach Versuchsende



Rissbild beim POCL 39-2 nach Versuchsende

Finite Elemente Berechnungen

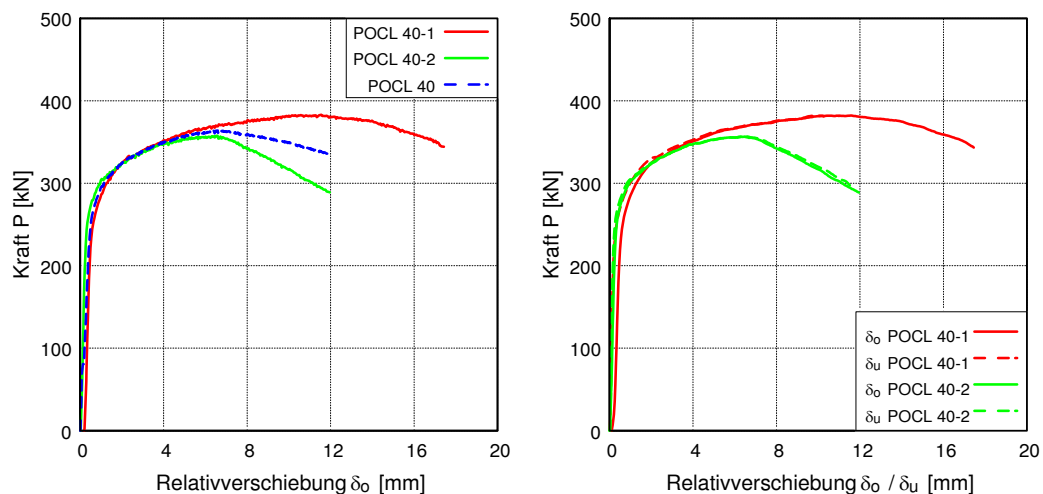
POCL 40

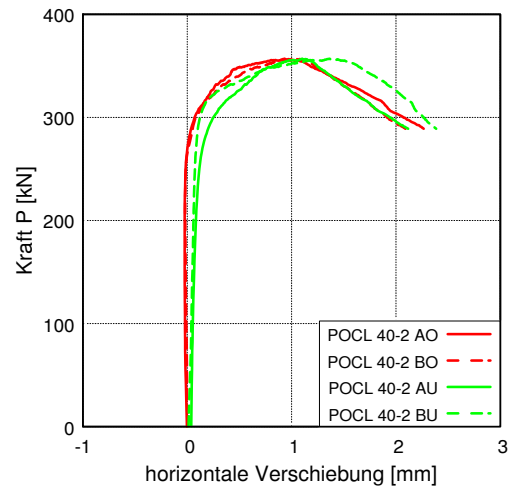
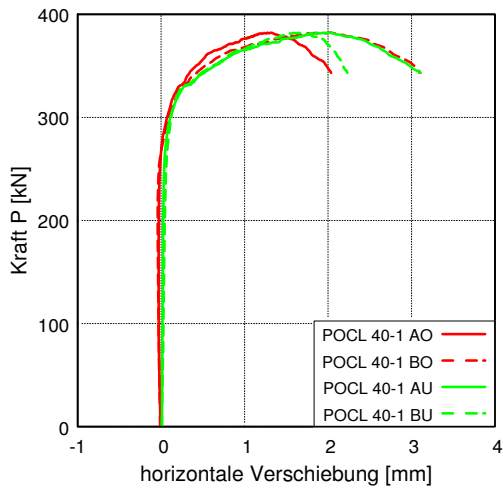
Übersicht der Versuchsparameter und -ergebnisse

| Versuchsparameter und -ablauf | | POCL 40-1 | POCL 40-2 |
|--|----------------------|---|---|
| Betonrezeptur | - | B5Q | B5Q |
| Betondicke t_c | [mm] | 40 | 40 |
| Stahlfaserbewehrung | [Vol.-%] | 2,5 | 2,5 |
| Stabstahl-Bewehrung | - | ohne | ohne |
| Platte oder Scheibe | - | Scheibe | Scheibe |
| Betonage | - | stehend | stehend |
| Stahlsorte Verbunddübelbleiste | - | S 355 | S 355 |
| Form der Verbunddübelbleiste | - | Klothoide CL | Klothoide CL |
| Dicke Verbunddübelbleiste t_{CL} | [mm] | 3 | 3 |
| Verwendung von Fett | - | ja | ja |
| Zyklische Vorbelastung | - | ja | ja |
| Messtechnik | - | δ_o , δ_u , AO-BU, Aramis+Pontos | δ_o , δ_u , AO-BU, Aramis+Pontos |
| Materialeigenschaften | | | |
| Druckfestigkeit $f_{cm,100}$ | [N/mm ²] | 202,4 | 202,4 |
| Druckfestigkeit $f_{cm,150}$ | [N/mm ²] | 197,7 | 197,7 |
| Zugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | 8,9 | 8,9 |
| Biegezugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | 45,7 | 45,7 |
| E-Modul Beton $E_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 50184 | 50184 |
| Streckgrenze CL-Leiste $f_{y,CL}$ | [N/mm ²] | 318,1 | 318,1 |
| Zugfestigkeit CL-Leiste $f_{u,CL}$ | [N/mm ²] | 450,8 | 450,8 |
| E-Modul Verbunddübelbleiste E_{CL} | [N/mm ²] | * | * |
| Versuchsergebnisse | | | |
| maximale Last P_{max} | [kN] | 383,8 | 358,6 |
| Relativverschiebung δ bei P_{max} | [mm] | 10,32 | 6,57 |
| Duktilität δ_{uk} | [mm] | 15,62 | 8,61 |
| Steifigkeit c_o | [kN/mm] | 883 | 1.099 |
| Steifigkeit c_u | [kN/mm] | 1.490 | 1.886 |

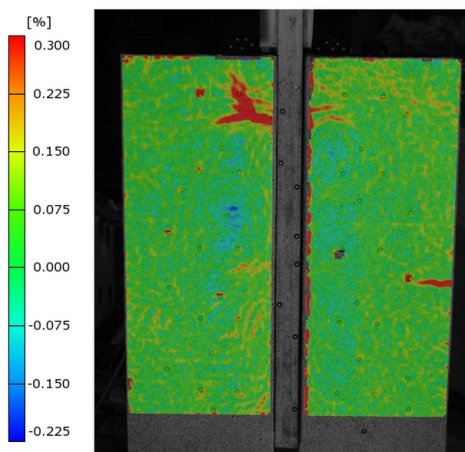
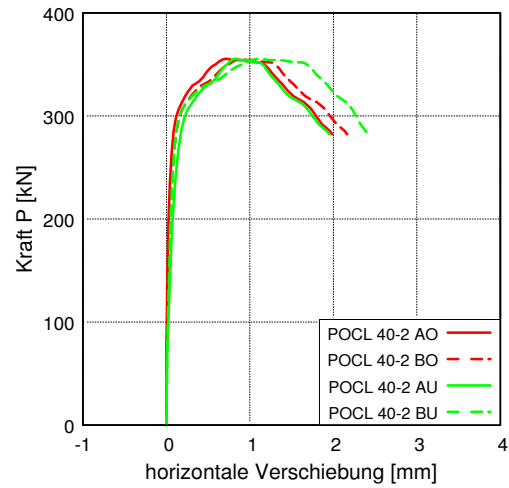
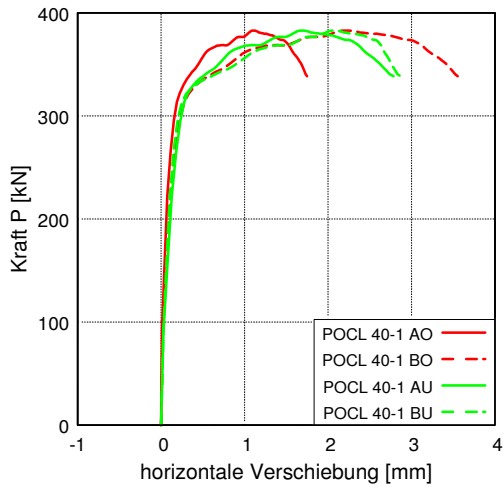
* E-Modul Messung fehlerhaft

Auswertungen der Wegaufnehmer

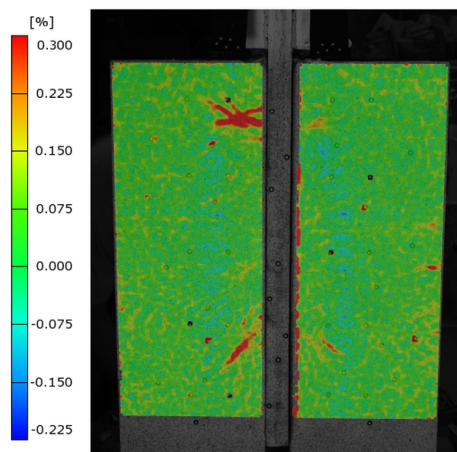




Auswertungen des optischen Messsystems

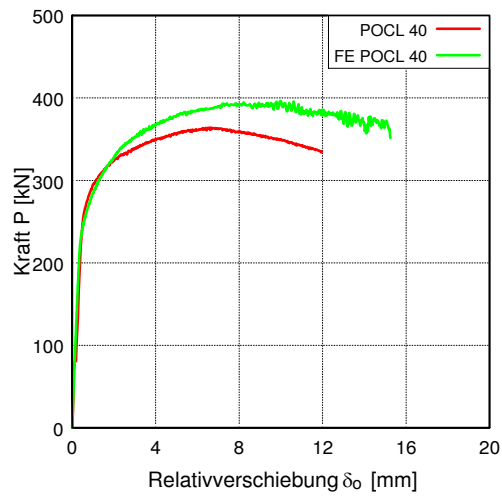


Rissbild beim POCL 40-1 nach Versuchsende



Rissbild beim POCL 40-2 nach Versuchsende

Finite Elemente Berechnungen



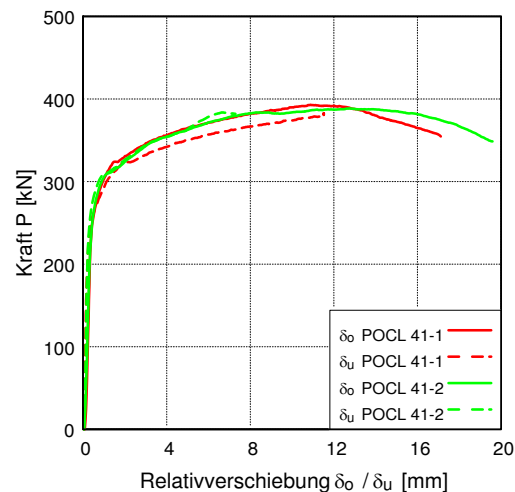
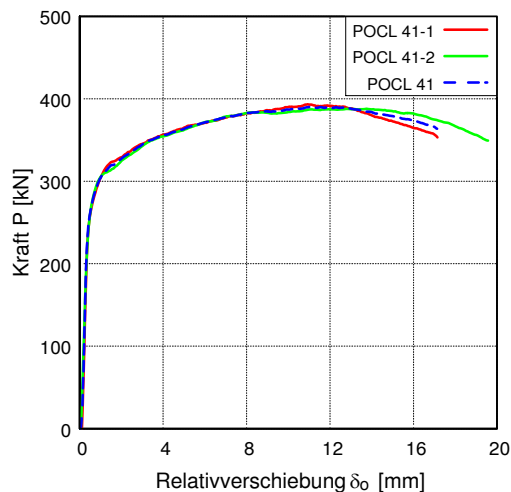
POCL 41

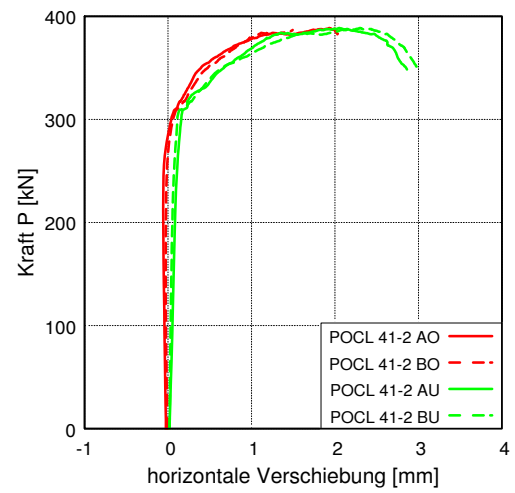
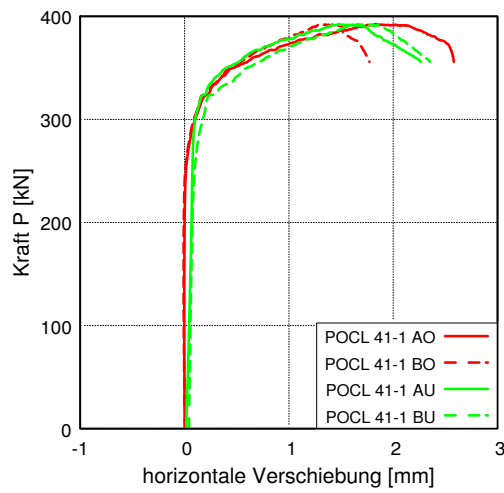
Übersicht der Versuchsparameter und -ergebnisse

| Versuchsparameter und -ablauf | | POCL 41-1 | POCL 41-2 |
|--|----------------------|---|---|
| Betonrezeptur | - | B5Q | B5Q |
| Betondicke t_c | [mm] | 60 | 60 |
| Stahlfaserbewehrung | [Vol.-%] | 2,5 | 2,5 |
| Stabstahl-Bewehrung | - | ohne | ohne |
| Platte oder Scheibe | - | Scheibe | Scheibe |
| Betonage | - | stehend | stehend |
| Stahlsorte Verbunddübelbleiste | - | S 355 | S 355 |
| Form der Verbunddübelbleiste | - | Klothoide CL | Klothoide CL |
| Dicke Verbunddübelbleiste t_{CL} | [mm] | 3 | 3 |
| Verwendung von Fett | - | ja | ja |
| Zyklische Vorbelastung | - | ja | ja |
| Messtechnik | - | $\delta_o, \delta_u, AO-BU,$ Aramis+Pontos | $\delta_o, \delta_u, AO-BU,$ Aramis+Pontos |
| Materialeigenschaften | | | |
| Druckfestigkeit $f_{cm,100}$ | [N/mm ²] | 202,4 | 202,4 |
| Druckfestigkeit $f_{cm,150}$ | [N/mm ²] | 197,7 | 197,7 |
| Zugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | 8,9 | 8,9 |
| Biegezugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | 45,7 | 45,7 |
| E-Modul Beton $E_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 50184 | 50184 |
| Streckgrenze CL-Leiste $f_{y,CL}$ | [N/mm ²] | 318,1 | 318,1 |
| Zugfestigkeit CL-Leiste $f_{u,CL}$ | [N/mm ²] | 450,8 | 450,8 |
| E-Modul Verbunddübelbleiste E_{CL} | [N/mm ²] | * | * |
| Versuchsergebnisse | | | |
| maximale Last P_{max} | [kN] | 394,7 | 389,9 |
| Relativverschiebung δ bei P_{max} | [mm] | 11,05 | 12,92 |
| Duktilität δ_{uk} | [mm] | 15,38 | 17,41 |
| Steifigkeit c_o | [kN/mm] | 1.044 | 1.031 |
| Steifigkeit c_u | [kN/mm] | 1.257 | 1.713 |

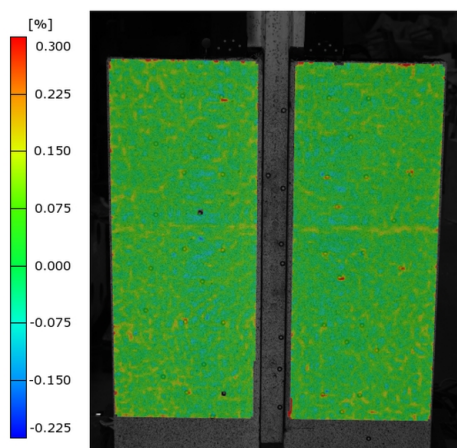
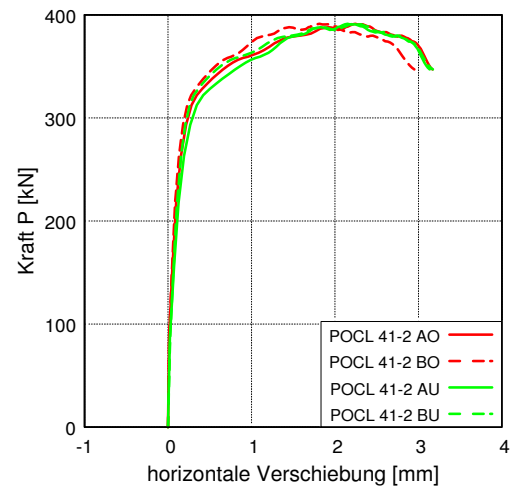
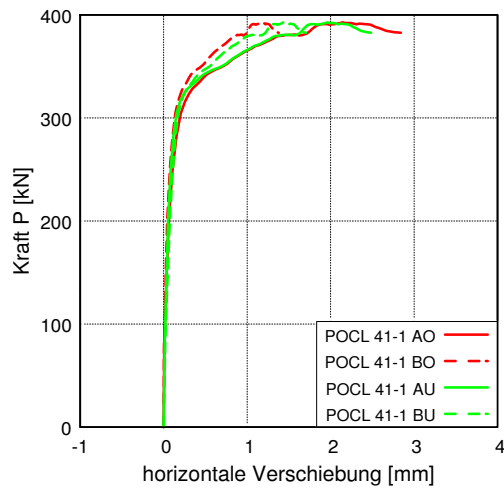
* E-Modul Messung fehlerhaft

Auswertungen der Wegaufnehmer

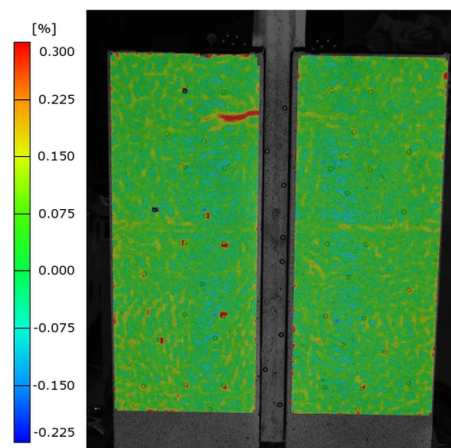




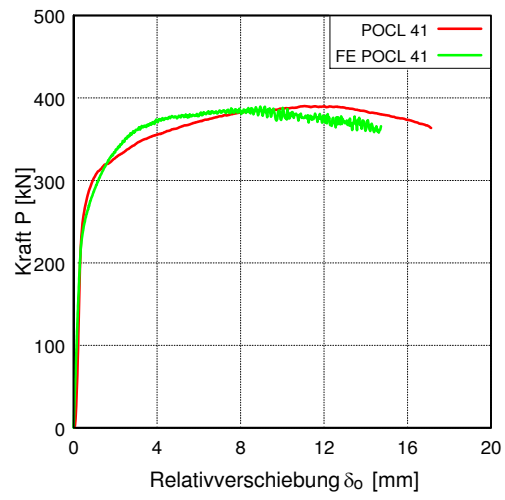
Auswertungen des optischen Messsystems



Rissbild beim POCL 41-1 nach Versuchsende



Rissbild beim POCL 41-2 nach Versuchsende

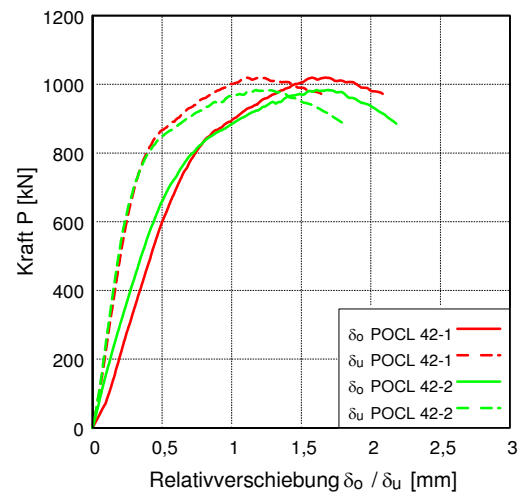
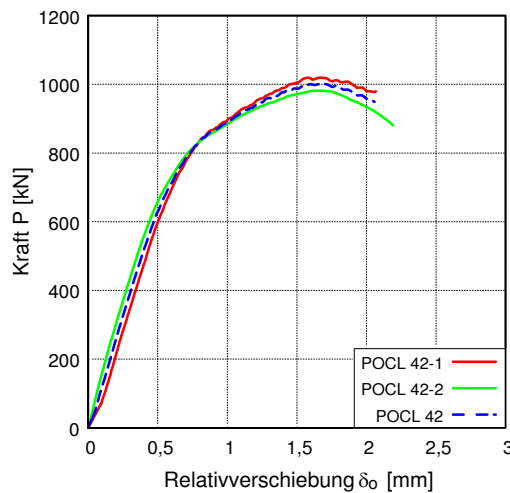
Finite Elemente Berechnungen

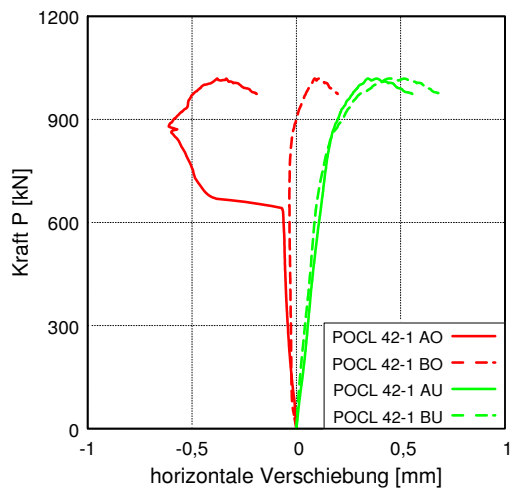
POCL 42

Übersicht der Versuchsparameter und -ergebnisse

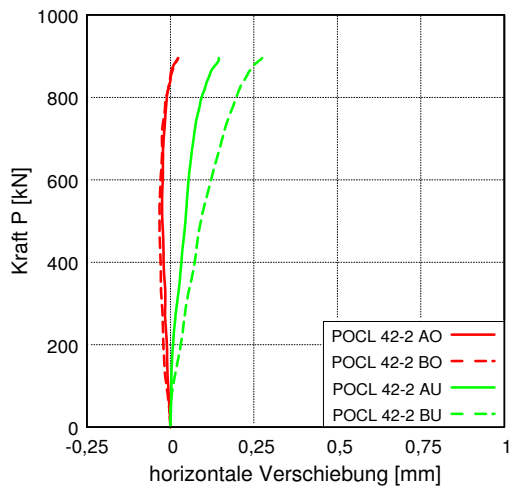
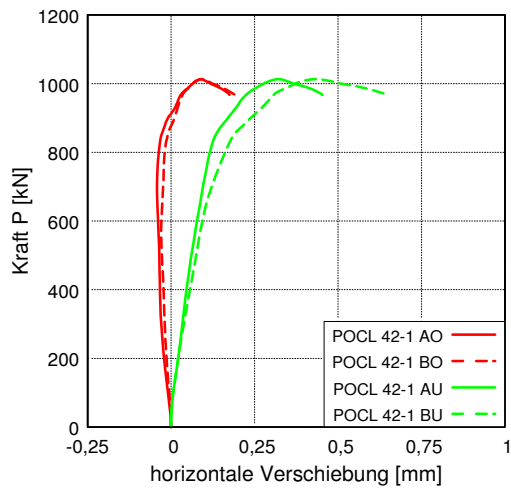
| Versuchsparameter und -ablauf | | POCL 42-1 | POCL 42-2 |
|--|----------------------|--------------------------------------|-------------------------------|
| Betonrezeptur | - | B5Q | B5Q |
| Betondicke t_c | [mm] | 60 | 60 |
| Stahlfaserbewehrung | [Vol.-%] | 2,5 | 2,5 |
| Stabstahl-Bewehrung | - | ohne | ohne |
| Platte oder Scheibe | - | Scheibe | Scheibe |
| Betonage | - | stehend | stehend |
| Stahlsorte Verbunddübelbleiste | - | S 355 | S 355 |
| Form der Verbunddübelbleiste | - | Klothoide CL | Klothoide CL |
| Dicke Verbunddübelbleiste t_{CL} | [mm] | 10 | 10 |
| Verwendung von Fett | - | ja | ja |
| Zyklische Vorbelastung | - | nein | nein |
| Messtechnik | - | δ_o, δ_u , AO-BU, Pontos | δ_o, δ_u , Pontos |
| Materialeigenschaften | | | |
| Druckfestigkeit $f_{cm,100}$ | [N/mm ²] | 202,4 | 202,4 |
| Druckfestigkeit $f_{cm,150}$ | [N/mm ²] | 197,7 | 197,7 |
| Zugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | 8,9 | 8,9 |
| Biegezugfestigkeit $f_{ctfm,28d}$ | [N/mm ²] | 45,7 | 45,7 |
| E-Modul Beton $E_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 50184 | 50184 |
| Streckgrenze CL-Leiste $f_{y,CL}$ | [N/mm ²] | 427,3 | 427,3 |
| Zugfestigkeit CL-Leiste $f_{u,CL}$ | [N/mm ²] | 557,3 | 557,3 |
| E-Modul Verbunddübelbleiste E_{CL} | [N/mm ²] | 214.200 | 214.200 |
| Versuchsergebnisse | | | |
| maximale Last P_{max} | [kN] | 1021,8 | 987,3 |
| Relativverschiebung δ bei P_{max} | [mm] | 1,67 | 1,68 |
| Duktilität δ_{uk} | [mm] | 1,80 | 1,96 |
| Steifigkeit c_o | [kN/mm] | 1.324 | 1.406 |
| Steifigkeit c_u | [kN/mm] | 2.606 | 2.792 |

Auswertungen der Wegaufnehmer





Auswertungen des optischen Messsystems

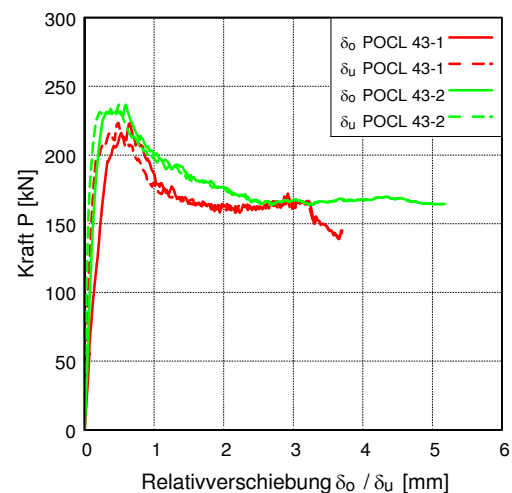
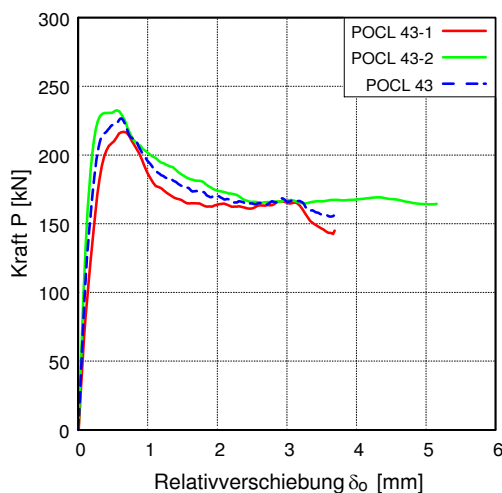


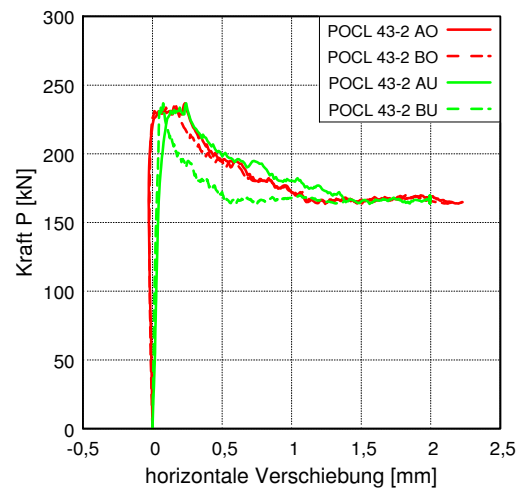
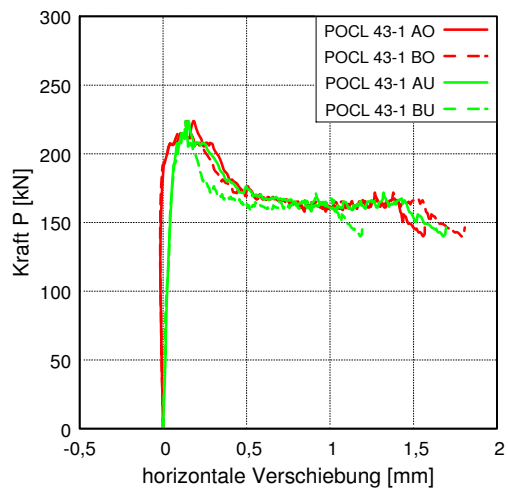
POCL 43

Übersicht der Versuchsparameter und -ergebnisse

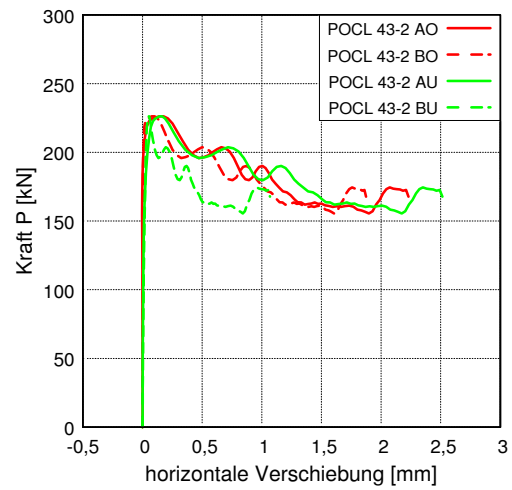
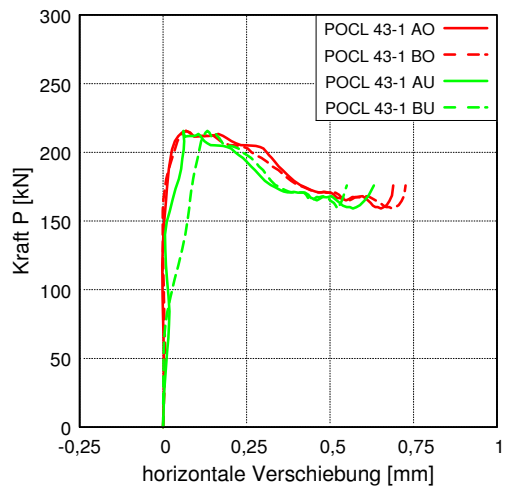
| Versuchsparameter und -ablauf | | POCL 43-1 | POCL 43-2 |
|--|----------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|
| Betonrezeptur | - | B5Q | B5Q |
| Betondicke t_c | [mm] | 60 | 60 |
| Stahlfaserbewehrung | [Vol.-%] | 2,5 | 2,5 |
| Stabstahl-Bewehrung | - | ohne | ohne |
| Platte oder Scheibe | - | Scheibe | Scheibe |
| Betonage | - | stehend | stehend |
| Stahlsorte Verbunddübelste | - | S 355 | S 355 |
| Form der Verbunddübelste | - | Klothoide CL - isoliert | Klothoide CL - isoliert |
| Dicke Verbunddübelste t_{CL} | [mm] | 10 | 10 |
| Verwendung von Fett | - | nein | nein |
| Zyklische Vorbelastung | - | nein | nein |
| Messtechnik | - | $\delta_o, \delta_u, AO-BU, Pontos$ | $\delta_o, \delta_u, AO-BU, Pontos$ |
| Materialeigenschaften | | | |
| Druckfestigkeit $f_{cm,100}$ | [N/mm ²] | 198,3 | 198,3 |
| Druckfestigkeit $f_{cm,150}$ | [N/mm ²] | 193 | 193 |
| Zugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | 10,1 | 10,1 |
| Biegezugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | 36,5 | 36,5 |
| E-Modul Beton $E_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 50409 | 50409 |
| Streckgrenze CL-Leiste $f_{y,CL}$ | [N/mm ²] | 362,9 | 362,9 |
| Zugfestigkeit CL-Leiste $f_{u,CL}$ | [N/mm ²] | 527 | 527 |
| E-Modul Verbunddübelste E_{CL} | [N/mm ²] | 196.000 | 196.000 |
| Versuchsergebnisse | | | |
| maximale Last P_{max} | [kN] | 225,8 | 239,0 |
| Relativverschiebung δ bei P_{max} | [mm] | 0,49 | 0,40 |
| Duktilität δ_{uk} | [mm] | 0,61 | 0,52 |
| Steifigkeit c_o | [kN/mm] | 538 | 1.331 |
| Steifigkeit c_u | [kN/mm] | 1.161 | 2.486 |

Auswertungen der Wegaufnehmer





Auswertungen des optischen Messsystems

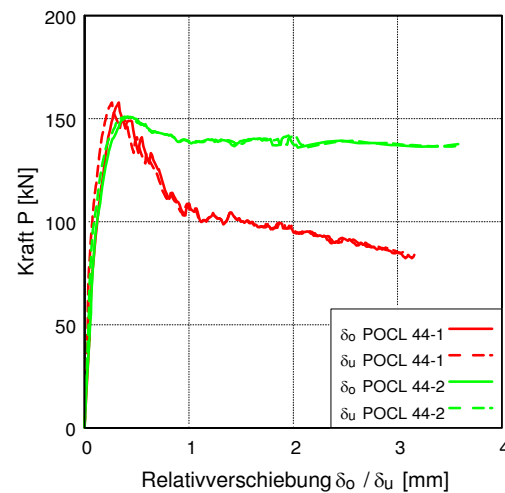
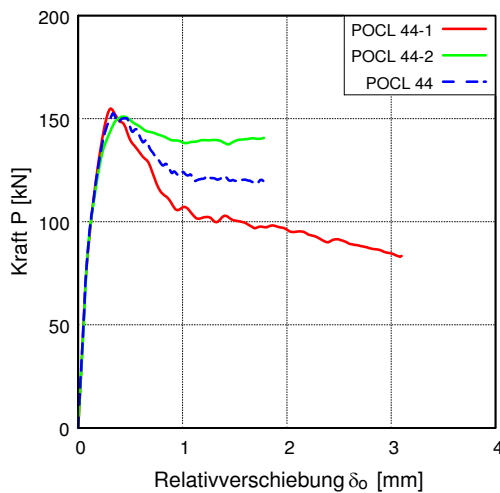


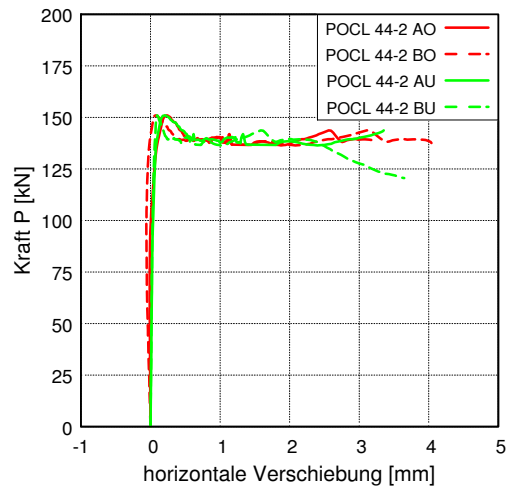
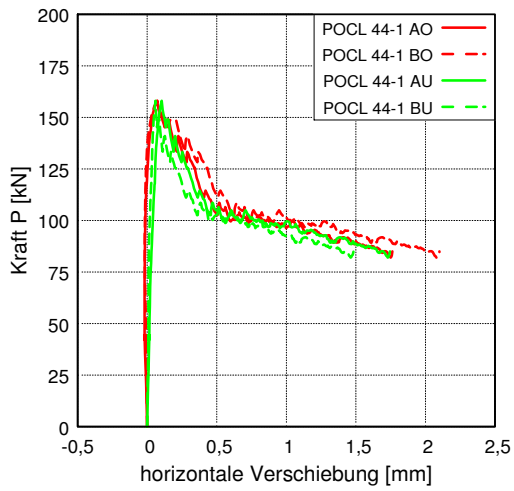
POCL 44

Übersicht der Versuchsparameter und -ergebnisse

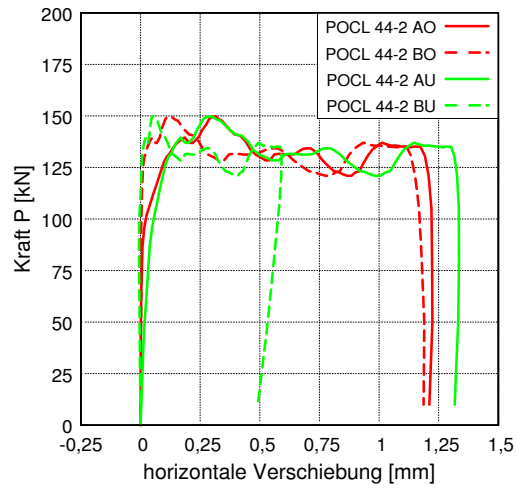
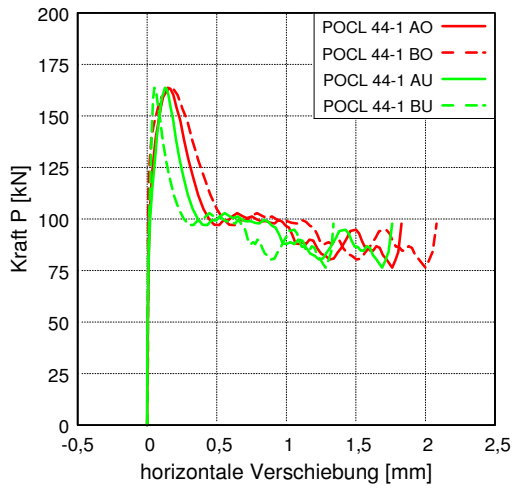
| Versuchsparameter und -ablauf | | POCL 44-1 | POCL 44-2 |
|--|----------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|
| Betonrezeptur | - | B5Q | B5Q |
| Betondicke t_c | [mm] | 60 | 60 |
| Stahlfaserbewehrung | [Vol.-%] | 2,5 | 2,5 |
| Stabstahl-Bewehrung | - | ohne | ohne |
| Platte oder Scheibe | - | Scheibe | Scheibe |
| Betonage | - | stehend | stehend |
| Stahlsorte Verbunddübelbleiste | - | S 355 | S 355 |
| Form der Verbunddübelbleiste | - | Klothoide CL - isoliert | Klothoide CL - isoliert |
| Dicke Verbunddübelbleiste t_{CL} | [mm] | 10 | 10 |
| Verwendung von Fett | - | ja | ja |
| Zyklische Vorbelastung | - | nein | nein |
| Messtechnik | - | $\delta_o, \delta_u, AO-BU, Pontos$ | $\delta_o, \delta_u, AO-BU, Pontos$ |
| Materialeigenschaften | | | |
| Druckfestigkeit $f_{cm,100}$ | [N/mm ²] | 198,3 | 198,3 |
| Druckfestigkeit $f_{cm,150}$ | [N/mm ²] | 193 | 193 |
| Zugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | 10,1 | 10,1 |
| Biegezugfestigkeit $f_{ctfm,28d}$ | [N/mm ²] | 36,5 | 36,5 |
| E-Modul Beton $E_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 50409 | 50409 |
| Streckgrenze CL-Leiste $f_{y,CL}$ | [N/mm ²] | 362,9 | 362,9 |
| Zugfestigkeit CL-Leiste $f_{u,CL}$ | [N/mm ²] | 527 | 527 |
| E-Modul Verbunddübelbleiste E_{CL} | [N/mm ²] | 196.000 | 196.000 |
| Versuchsergebnisse | | | |
| maximale Last P_{max} | [kN] | 160,0 | 153 |
| Relativverschiebung δ bei P_{max} | [mm] | 0,27 | 0,40 |
| Duktilität δ_{uk} | [mm] | 0,39 | 0,82 |
| Steifigkeit c_o | [kN/mm] | 682 | 1.028 |
| Steifigkeit c_u | [kN/mm] | 889 | 1.032 |

Auswertungen der Wegaufnehmer





Auswertungen des optischen Messsystems

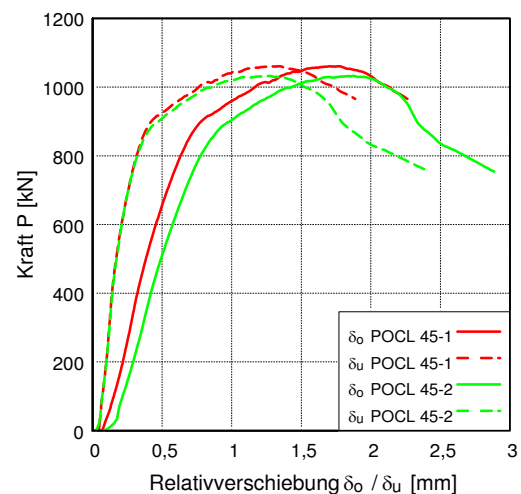
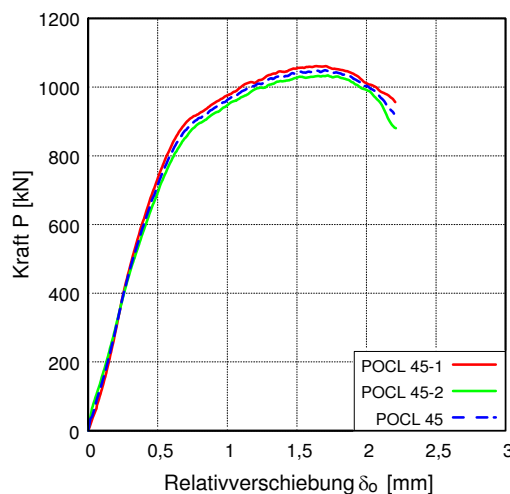


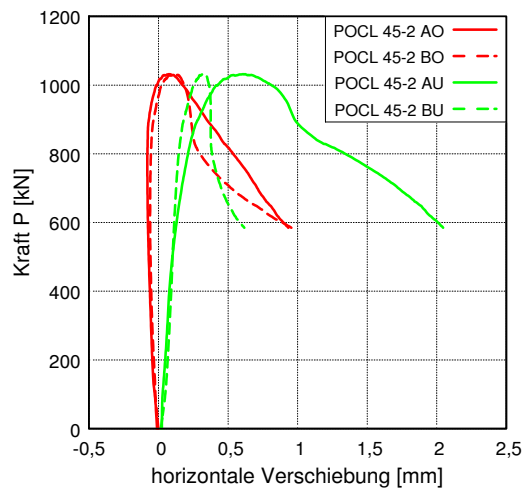
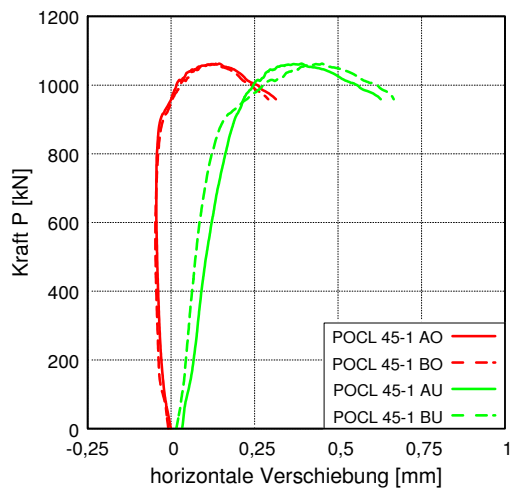
POCL 45

Übersicht der Versuchsparameter und -ergebnisse

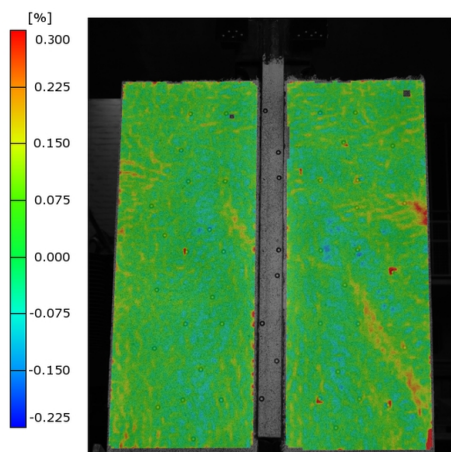
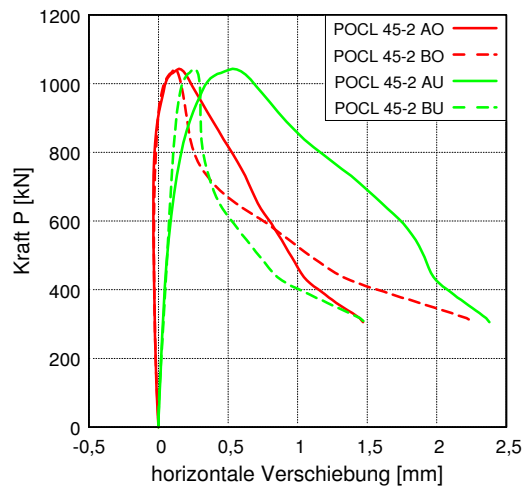
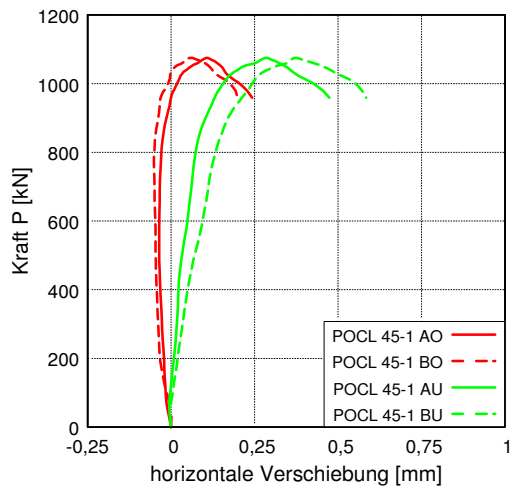
| Versuchsparameter und -ablauf | | POCL 45-1 | POCL 45-2 |
|--|----------------------|---|---|
| Betonrezeptur | - | B5Q | B5Q |
| Betondicke t_c | [mm] | 60 | 60 |
| Stahlfaserbewehrung | [Vol.-%] | 2,5 | 2,5 |
| Stabstahl-Bewehrung | - | ohne | ohne |
| Platte oder Scheibe | - | Scheibe | Scheibe |
| Betonage | - | stehend | stehend |
| Stahlsorte Verbunddübelbleiste | - | S 355 | S 355 |
| Form der Verbunddübelbleiste | - | Klothoide CL | Klothoide CL |
| Dicke Verbunddübelbleiste t_{CL} | [mm] | 10 | 10 |
| Verwendung von Fett | - | ja | ja |
| Zyklische Vorbelastung | - | ja | ja |
| Messtechnik | - | $\delta_o, \delta_u, AO-BU,$ Aramis+Pontos | $\delta_o, \delta_u, AO-BU,$ Aramis+Pontos |
| Materialeigenschaften | | | |
| Druckfestigkeit $f_{cm,100}$ | [N/mm ²] | 198,3 | 198,3 |
| Druckfestigkeit $f_{cm,150}$ | [N/mm ²] | 184,9 | 184,9 |
| Zugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | 10,1 | 10,1 |
| Biegezugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | 34 | 34 |
| E-Modul Beton $E_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 50409 | 50409 |
| Streckgrenze CL-Leiste $f_{y,CL}$ | [N/mm ²] | 427,3 | 427,3 |
| Zugfestigkeit CL-Leiste $f_{u,CL}$ | [N/mm ²] | 557,3 | 557,3 |
| E-Modul Verbunddübelbleiste E_{CL} | [N/mm ²] | 214.200 | 214.200 |
| Versuchsergebnisse | | | |
| maximale Last P_{max} | [kN] | 1.065,5 | 1.039,4 |
| Relativverschiebung δ bei P_{max} | [mm] | 1,29 | 1,26 |
| Duktilität δ_{uk} | [mm] | 2,04 | 2,06 |
| Steifigkeit c_o | [kN/mm] | 1.677 | 1.429 |
| Steifigkeit c_u | [kN/mm] | 3.861 | 3.776 |

Auswertungen der Wegaufnehmer

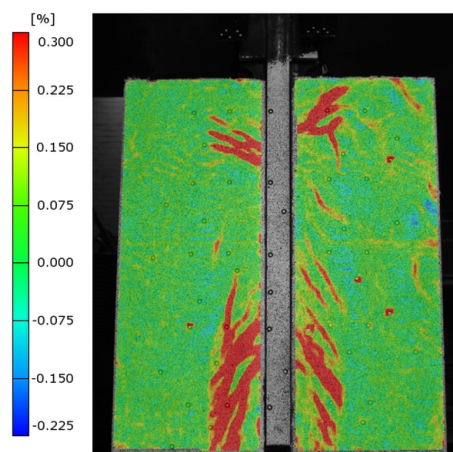




Auswertungen des optischen Messsystems

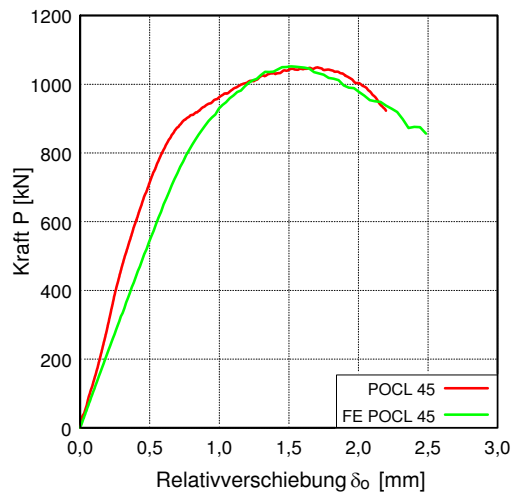


Rissbild beim POCL 45-1 nach Versuchsende



Rissbild beim POCL 45-2 nach Versuchsende

Finite Elemente Berechnungen



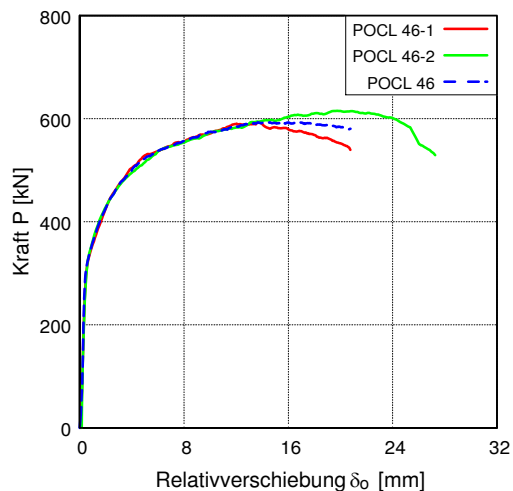
POCL 46

Übersicht der Versuchsparameter und -ergebnisse

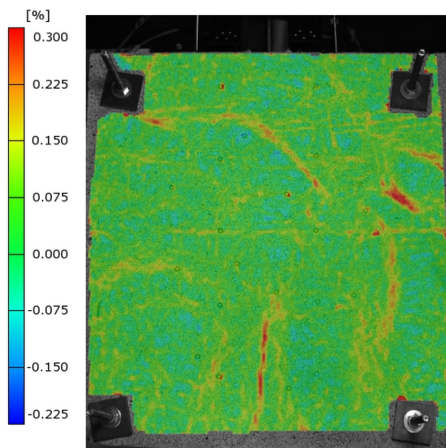
| Versuchsparameter und -ablauf | | POCL 46-1 | POCL 46-2 |
|--|----------------------|---------------------|---------------------|
| Betonrezeptur | - | B5Q | B5Q |
| Betondicke t_c | [mm] | 80 | 80 |
| Stahlfaserbewehrung | [Vol.-%] | 2,5 | 2,5 |
| Stabstahl-Bewehrung | - | mit | mit |
| Platte oder Scheibe | - | Platte | Platte |
| Betonage | - | stehend | stehend |
| Stahlsorte Verbunddübelbleiste | - | S 235 | S 235 |
| Form der Verbunddübelbleiste | - | Klothoide CL | Klothoide CL |
| Dicke Verbunddübelbleiste t_{CL} | [mm] | 5 | 5 |
| Verwendung von Fett | - | ja | ja |
| Zyklische Vorbelastung | - | ja | ja |
| Messtechnik | - | δ_o , Aramis | δ_o , Aramis |
| Materialeigenschaften | | | |
| Druckfestigkeit $f_{cm,100}$ | [N/mm ²] | 201,9 | 198,3 |
| Druckfestigkeit $f_{cm,150}$ | [N/mm ²] | 193,0 | 184,9 |
| Zugfestigkeit $f_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 10,1 | 10,1 |
| Biegezugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | 36,5 | 34 |
| E-Modul Beton $E_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 50409 | 50409 |
| Streckgrenze CL-Leiste $f_{y,CL}$ | [N/mm ²] | 279,9 | 427,3 |
| Zugfestigkeit CL-Leiste $f_{u,CL}$ | [N/mm ²] | 347,1 | 557,3 |
| E-Modul Verbunddübelbleiste E_{CL} | [N/mm ²] | -* | -* |
| Versuchsergebnisse | | | |
| maximale Last P_{max} | [kN] | 601,2 | 620,5 |
| Relativverschiebung δ bei P_{max} | [mm] | 13,76 | 20,51 |
| Duktilität δ_{uk} | [mm] | 18,57 | 23,13 |
| Steifigkeit c_o | [kN/mm] | 870 | 852 |
| Steifigkeit c_u | [kN/mm] | -** | -** |

* E-Modul Messung fehlerhaft; ** Wegmessung nur von oben

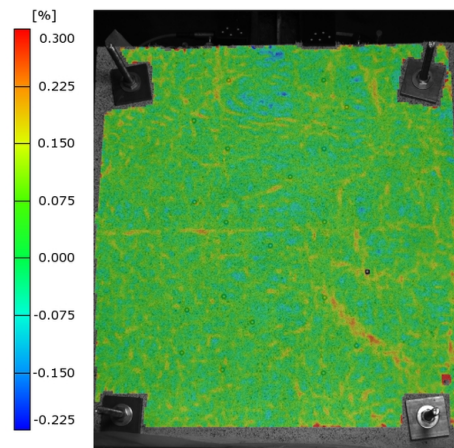
Auswertungen der Wegaufnahme



Auswertungen des optischen Messsystems



Rissbild beim POCL 46-1 nach Versuchsende



Rissbild beim POCL 46-2 nach Versuchsende

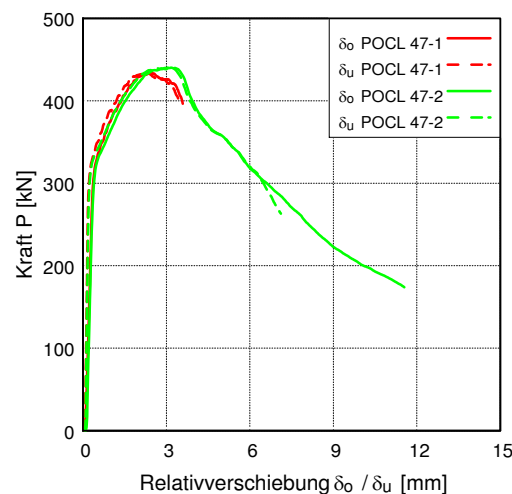
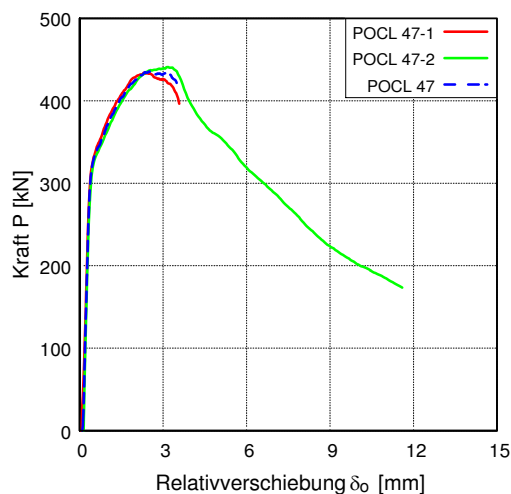
POCL 47

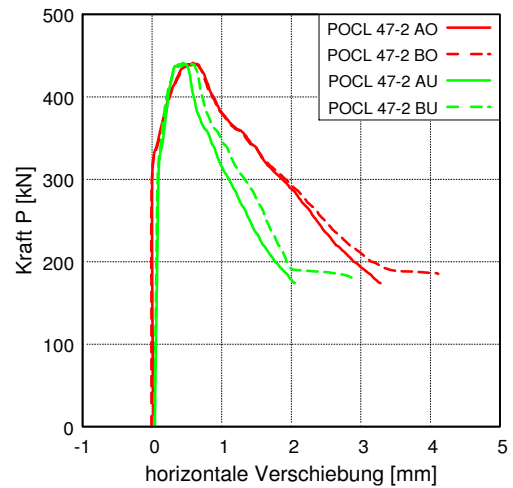
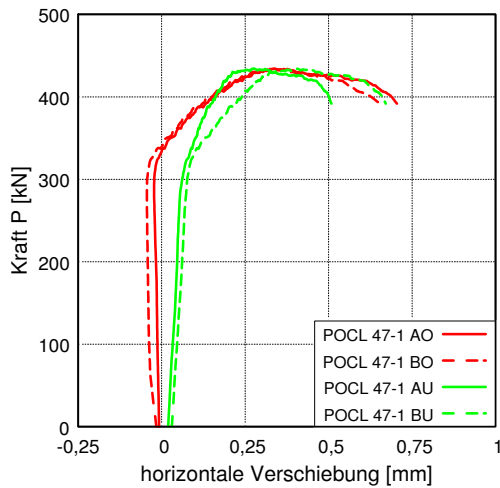
Übersicht der Versuchsparameter und -ergebnisse

| Versuchsparameter und -ablauf | | POCL 47-1 | POCL 47-2 |
|--|----------------------|---|--|
| Betonrezeptur | - | B5Q | B5Q |
| Betondicke t_c | [mm] | 60 | 60 |
| Stahlfaserbewehrung | [Vol.-%] | 0,9 | 0,9 |
| Stabstahl-Bewehrung | - | ohne | ohne |
| Platte oder Scheibe | - | Scheibe | Scheibe |
| Betonage | - | stehend | stehend |
| Stahlsorte Verbunddübelbleiste | - | S 235 | S 235 |
| Form der Verbunddübelbleiste | - | Klothoide CL | Klothoide CL |
| Dicke Verbunddübelbleiste t_{CL} | [mm] | 5 | 5 |
| Verwendung von Fett | - | ja | ja |
| Zyklische Vorbelastung | - | ja | ja |
| Messtechnik | - | $\delta_o, \delta_u, AO-BU,$ Aramis+Pontos | $\delta_o, \delta_u, AO-BU,$ Aramis+Pontos, DMS |
| Materialeigenschaften | | | |
| Druckfestigkeit $f_{cm,100}$ | [N/mm ²] | 182,6 | 182,6 |
| Druckfestigkeit $f_{cm,150}$ | [N/mm ²] | 174,4 | 174,4 |
| Zugfestigkeit $f_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 6,2 | 6,2 |
| Biegezugfestigkeit $f_{cfm,28d}$ | [N/mm ²] | 18,3 | 18,3 |
| E-Modul Beton $E_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 50209 | 50209 |
| Streckgrenze CL-Leiste $f_{y,CL}$ | [N/mm ²] | 279,9 | 279,9 |
| Zugfestigkeit CL-Leiste $f_{u,CL}$ | [N/mm ²] | 347,1 | 347,1 |
| E-Modul Verbunddübelbleiste E_{CL} | [N/mm ²] | * | * |
| Versuchsergebnisse | | | |
| maximale Last P_{max} | [kN] | 439,1 | 444,9 |
| Relativverschiebung δ bei P_{max} | [mm] | 2,21 | 20,51 |
| Duktilität δ_{uk} | [mm] | 3,24 | 3,48 |
| Steifigkeit c_o | [kN/mm] | 1.172 | 1.334 |
| Steifigkeit c_u | [kN/mm] | 2.462 | 2.376 |

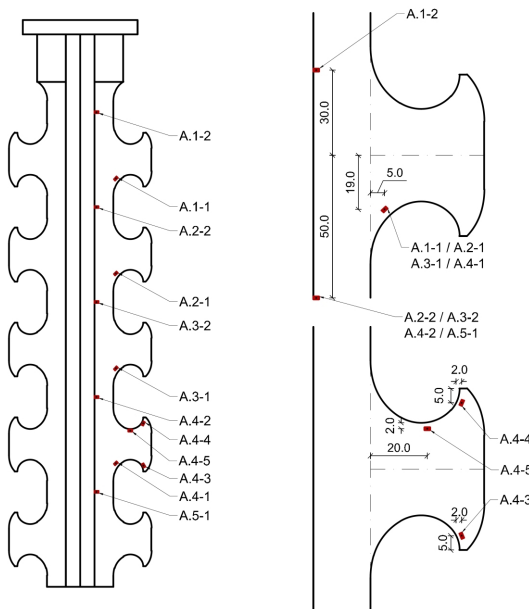
* E-Modul Messung fehlerhaft

Auswertungen der Wegaufnehmer

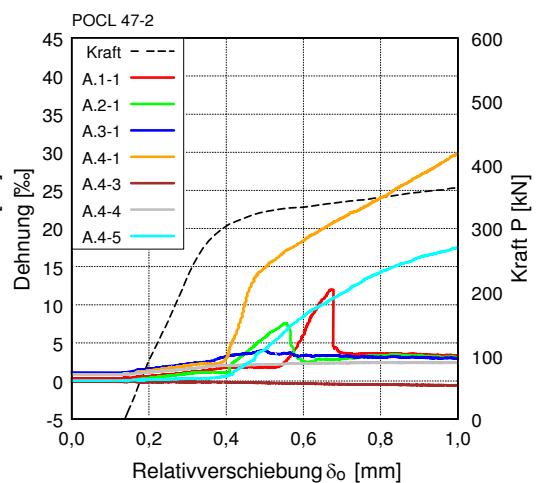
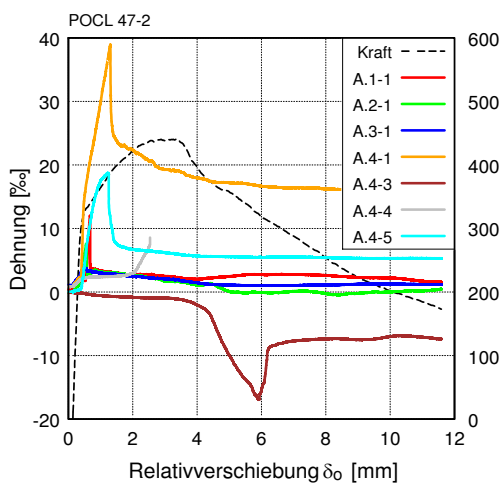


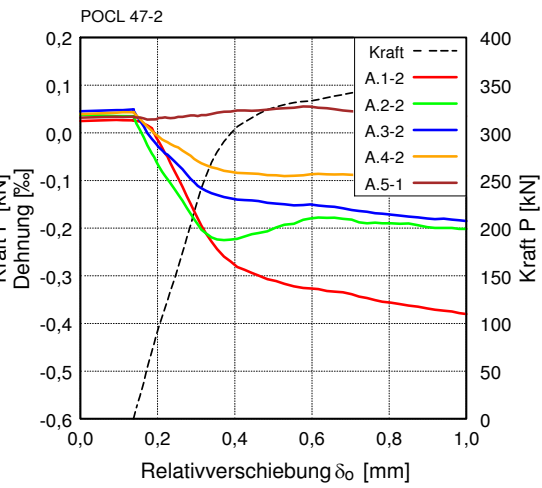
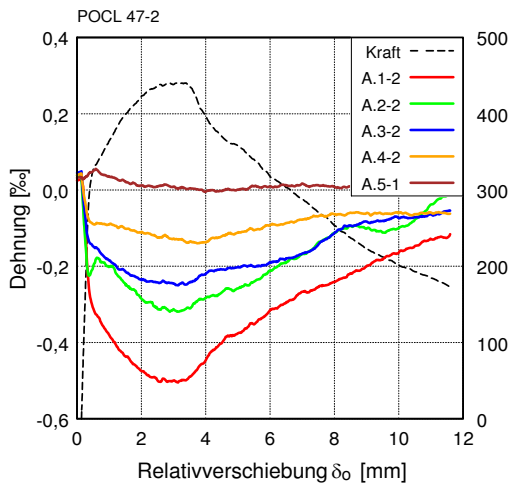


Anordnung der DMS für POCL 47-2

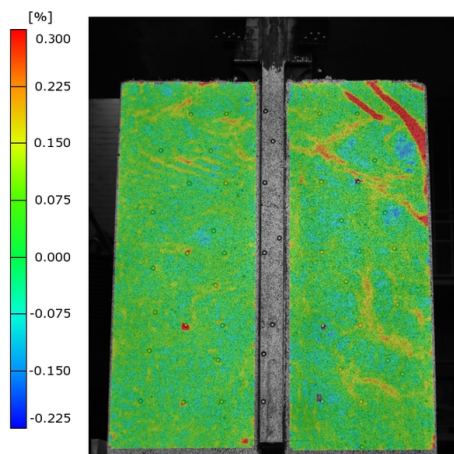
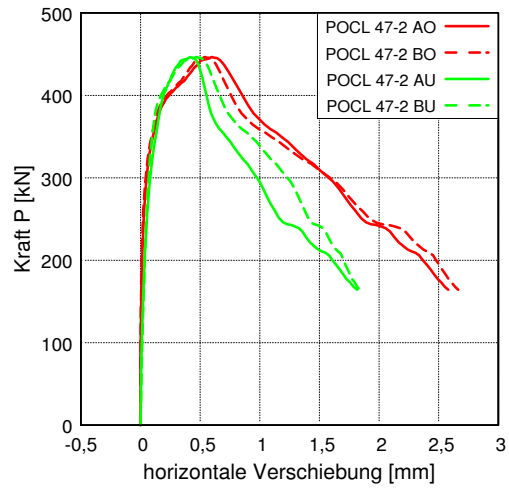
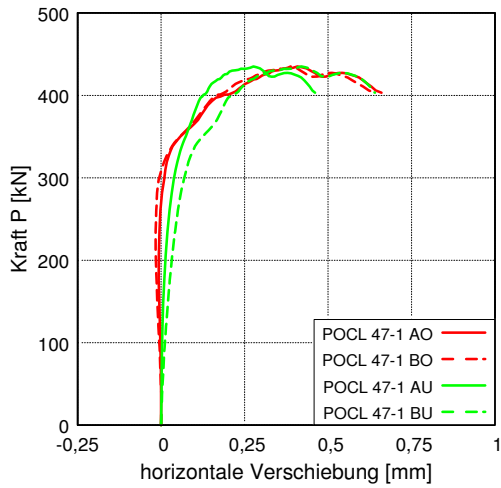


Auswertungen der DMS (jeweils über den gesamten Versuch und im Anfangsbereich)

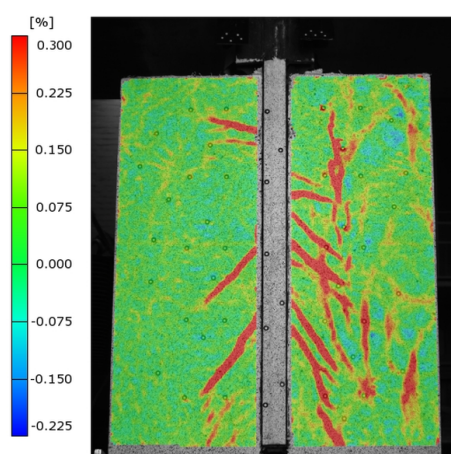




Auswertungen des optischen Messsystems



Rissbild beim POCL 47-1 nach Versuchsende



Rissbild beim POCL 47-2 nach Versuchsende

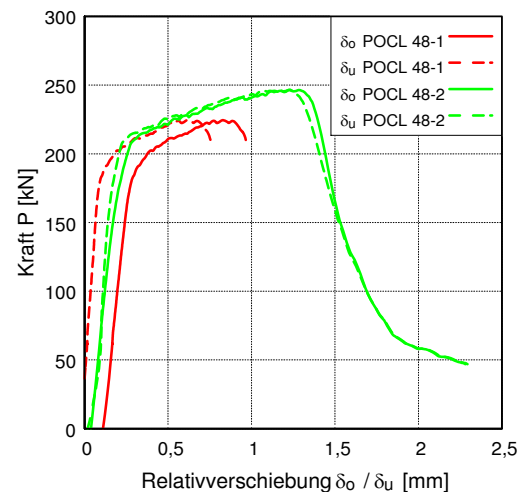
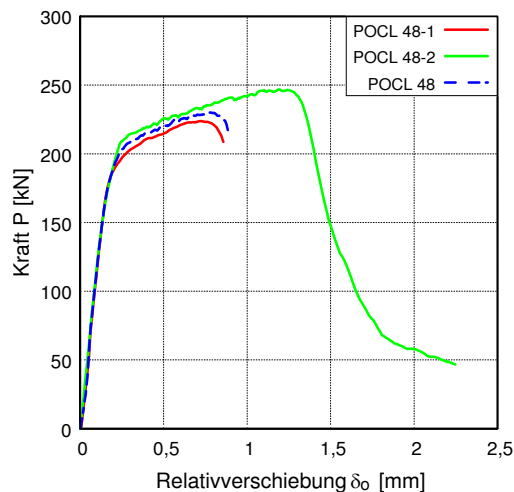
POCL 48

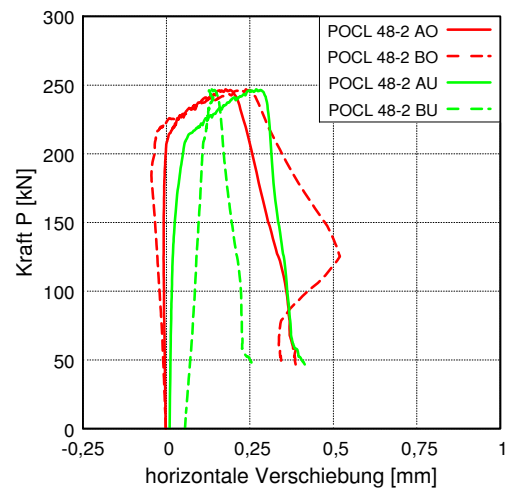
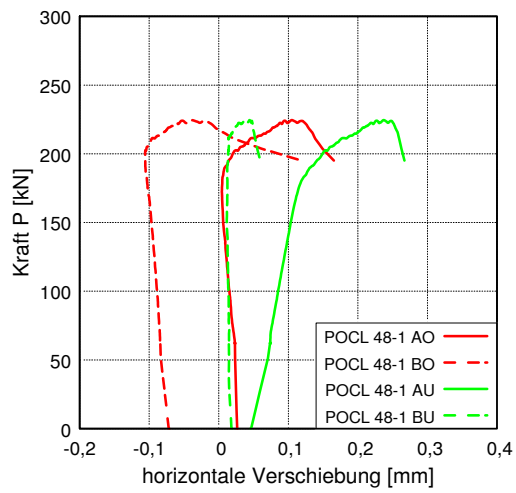
Übersicht der Versuchsparameter und -ergebnisse

| Versuchsparameter und -ablauf | | POCL 48-1 | POCL 48-2 |
|--|----------------------|---|---|
| Betonrezeptur | - | C80/95 | C80/95 |
| Betondicke t_c | [mm] | 60 | 60 |
| Stahlfaserbewehrung | [Vol.-%] | ohne | ohne |
| Stabstahl-Bewehrung | - | ohne | ohne |
| Platte oder Scheibe | - | Scheibe | Scheibe |
| Betonage | - | stehend | stehend |
| Stahlsorte Verbunddübelbleiste | - | S 235 | S 235 |
| Form der Verbunddübelbleiste | - | Klothoide CL | Klothoide CL |
| Dicke Verbunddübelbleiste t_{CL} | [mm] | 3 | 5 |
| Verwendung von Fett | - | ja | ja |
| Zyklische Vorbelastung | - | ja | ja |
| Messtechnik | - | $\delta_o, \delta_u, AO-BU,$ Aramis+Pontos | $\delta_o, \delta_u, AO-BU,$ Aramis+Pontos |
| Materialeigenschaften | | | |
| Druckfestigkeit $f_{cm,100}$ | [N/mm ²] | 105,2 | 105,2 |
| Druckfestigkeit $f_{cm,150}$ | [N/mm ²] | 99,9 | 99,9 |
| Zugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | 5,7 | 5,7 |
| Biegezugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | 11,5 | 11,5 |
| E-Modul Beton $E_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 38.949 | 38.949 |
| Streckgrenze CL-Leiste $f_{y,CL}$ | [N/mm ²] | 292,9 | 292,9 |
| Zugfestigkeit CL-Leiste $f_{u,CL}$ | [N/mm ²] | 417,6 | 417,6 |
| E-Modul Verbunddübelbleiste E_{CL} | [N/mm ²] | -* | -* |
| Versuchsergebnisse | | | |
| maximale Last P_{max} | [kN] | 225,0 | 248,9 |
| Relativverschiebung δ bei P_{max} | [mm] | 0,62 | 1,06 |
| Duktilität δ_{uk} | [mm] | 0,88 | 1,26 |
| Steifigkeit c_o | [kN/mm] | 1.140 | 1.150 |
| Steifigkeit c_u | [kN/mm] | 1.597 | 2.350 |

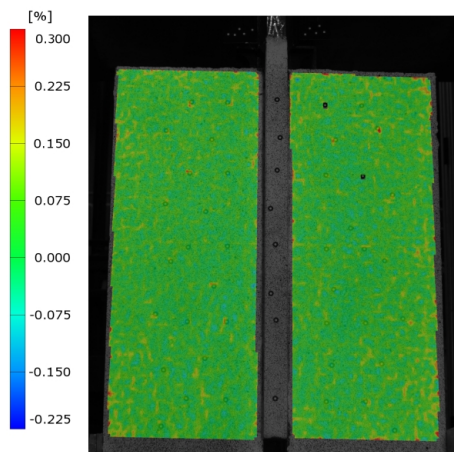
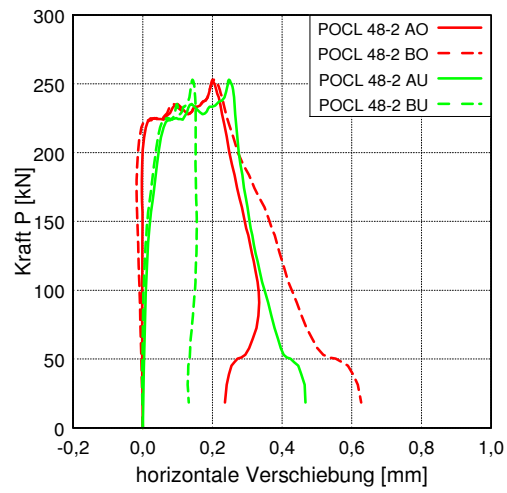
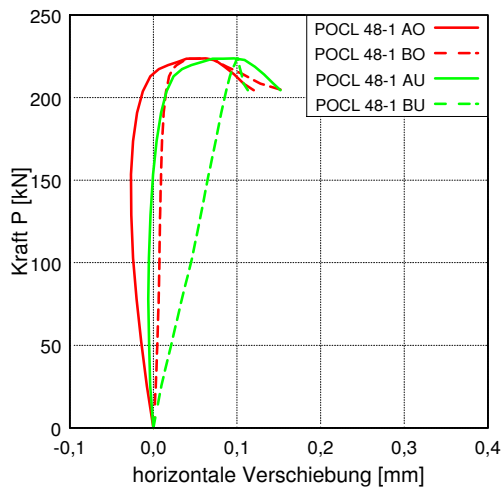
* E-Modul Messung fehlerhaft

Auswertungen der Wegaufnehmer

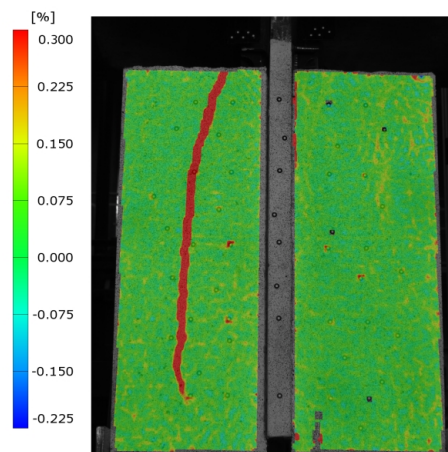




Auswertungen des optischen Messsystems



Rissbild beim POCL 48-1 nach Versuchsende



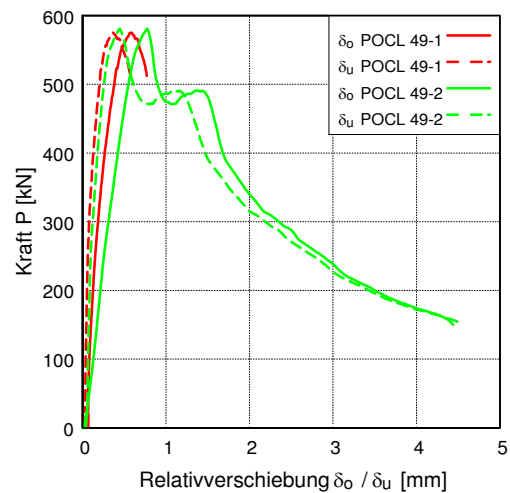
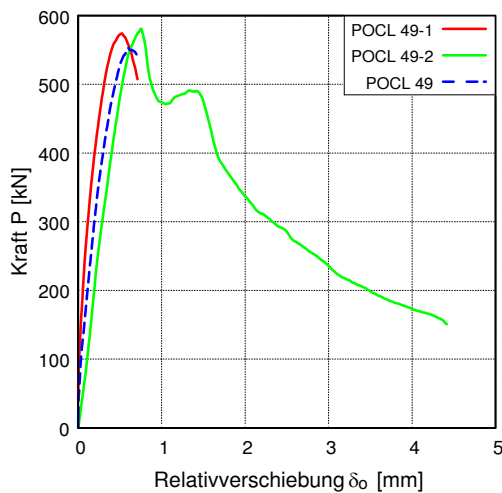
Rissbild beim POCL 48-2 nach Versuchsende

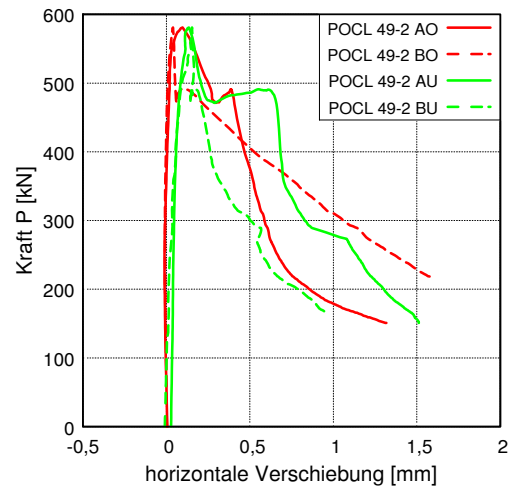
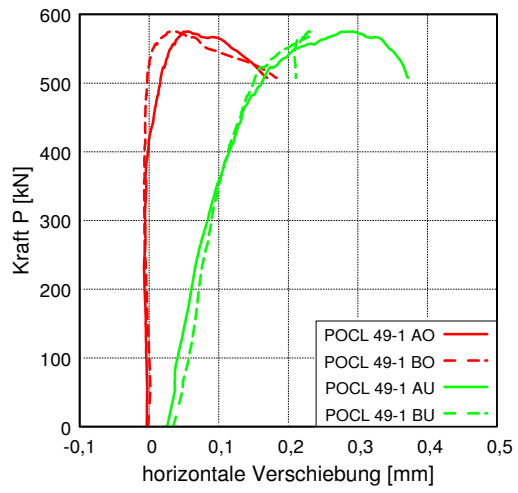
POCL 49

Übersicht der Versuchsparameter und -ergebnisse

| Versuchsparameter und -ablauf | | POCL 49-1 | POCL 49-2 |
|--|----------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| Betonrezeptur | - | C80/95 | C80/95 |
| Betondicke t_c | [mm] | 60 | 60 |
| Stahlfaserbewehrung | [Vol.-%] | ohne | ohne |
| Stabstahl-Bewehrung | - | mit | mit |
| Platte oder Scheibe | - | Scheibe | Scheibe |
| Betonage | - | stehend | stehend |
| Stahlsorte Verbunddübelbleiste | - | S 355 | S 355 |
| Form der Verbunddübelbleiste | - | Klothoide CL | Klothoide CL |
| Dicke Verbunddübelbleiste t_{CL} | [mm] | 10 | 10 |
| Verwendung von Fett | - | ja | ja |
| Zyklische Vorbelastung | - | ja | ja |
| Messtechnik | - | $\delta_o, \delta_u, AO-BU$ | $\delta_o, \delta_u, AO-BU$ |
| Materialeigenschaften | | | |
| Druckfestigkeit $f_{cm,100}$ | [N/mm ²] | 105,2 | 105,2 |
| Druckfestigkeit $f_{cm,150}$ | [N/mm ²] | 99,9 | 99,9 |
| Zugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | 5,7 | 5,7 |
| Biegezugfestigkeit $f_{ctfm,28d}$ | [N/mm ²] | 11,5 | 11,5 |
| E-Modul Beton $E_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 38.949 | 38.949 |
| Streckgrenze CL-Leiste $f_{y,CL}$ | [N/mm ²] | 405,6 | 405,6 |
| Zugfestigkeit CL-Leiste $f_{u,CL}$ | [N/mm ²] | 562,2 | 562,2 |
| E-Modul Verbunddübelbleiste E_{CL} | [N/mm ²] | 223.000 | 223.000 |
| Versuchsergebnisse | | | |
| maximale Last P_{max} | [kN] | 576,4 | 588,0 |
| Relativverschiebung δ bei P_{max} | [mm] | 0,35 | 0,47 |
| Duktilität δ_{uk} | [mm] | 0,69 | 0,77 |
| Steifigkeit c_o | [kN/mm] | 2.077 | 1.113 |
| Steifigkeit c_u | [kN/mm] | 5.310 | 3.940 |

Auswertungen der Wegaufnehmer



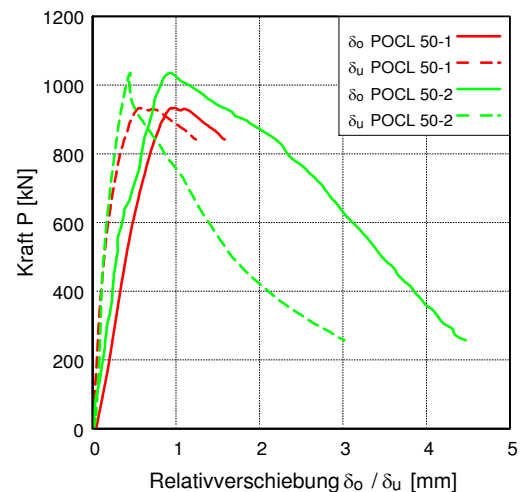
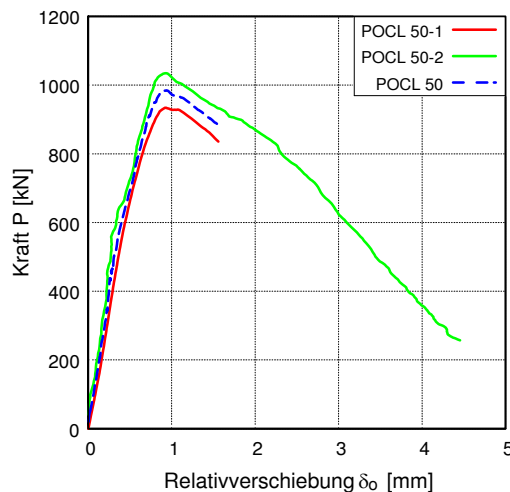


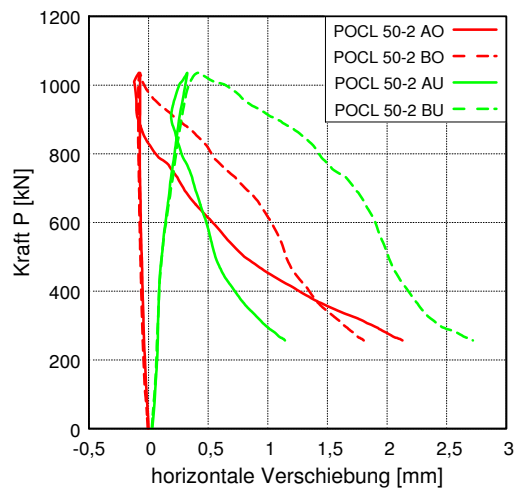
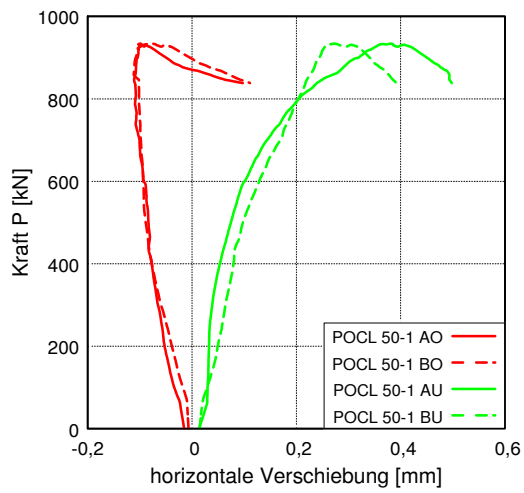
POCL 50

Übersicht der Versuchsparameter und -ergebnisse

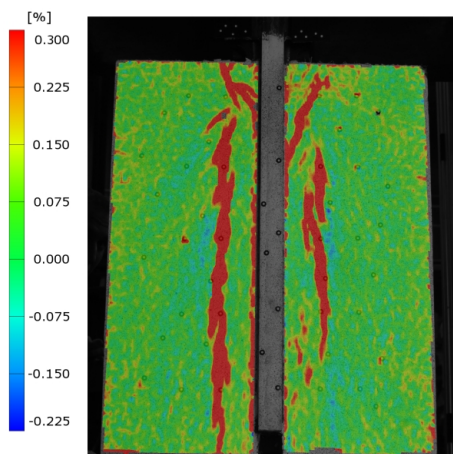
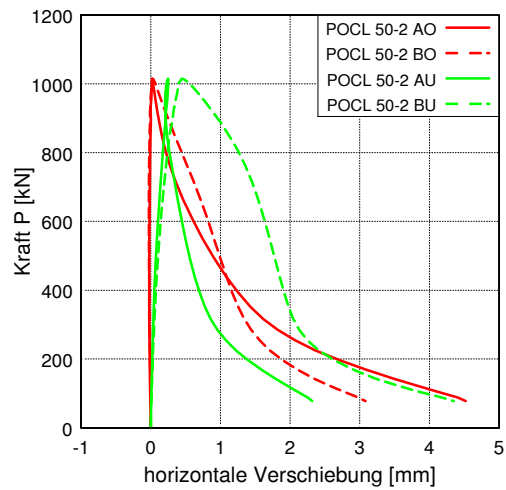
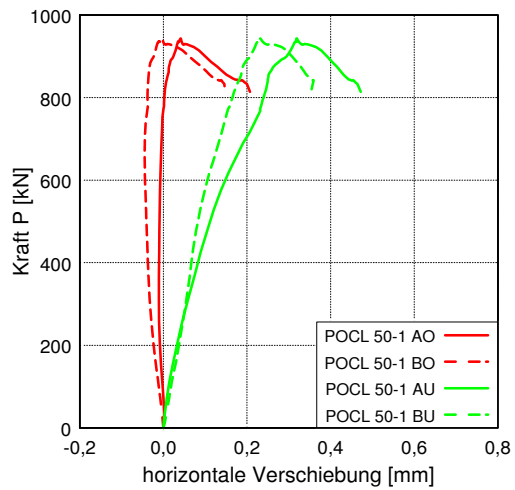
| Versuchsparameter und -ablauf | | POCL 50-1 | POCL 50-2 |
|--|----------------------|---|---|
| Betonrezeptur | - | B5Q | B5Q |
| Betondicke t_c | [mm] | 40 | 40 |
| Stahlfaserbewehrung | [Vol.-%] | 2,5 | 2,5 |
| Stabstahl-Bewehrung | - | ohne | ohne |
| Platte oder Scheibe | - | Scheibe | Scheibe |
| Betonage | - | stehend | stehend |
| Stahlsorte Verbunddübelbleiste | - | S 355 | S 355 |
| Form der Verbunddübelbleiste | - | Klothoide CL | Klothoide CL |
| Dicke Verbunddübelbleiste t_{CL} | [mm] | 10 | 10 |
| Verwendung von Fett | - | ja | ja |
| Zyklische Vorbelastung | - | ja | ja |
| Messtechnik | - | $\delta_o, \delta_u, AO-BU,$ Aramis+Pontos | $\delta_o, \delta_u, AO-BU,$ Aramis+Pontos |
| Materialeigenschaften | | | |
| Druckfestigkeit $f_{cm,100}$ | [N/mm ²] | 208,1 | 208,1 |
| Druckfestigkeit $f_{cm,150}$ | [N/mm ²] | 195,0 | 195,0 |
| Zugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | 8,6 | 8,6 |
| Biegezugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | 32,2 | 32,2 |
| E-Modul Beton $E_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 50.175 | 50.175 |
| Streckgrenze CL-Leiste $f_{y,CL}$ | [N/mm ²] | 427,3 | 427,3 |
| Zugfestigkeit CL-Leiste $f_{u,CL}$ | [N/mm ²] | 557,3 | 557,3 |
| E-Modul Verbunddübelbleiste E_{CL} | [N/mm ²] | 214.200 | 214.200 |
| Versuchsergebnisse | | | |
| maximale Last P_{max} | [kN] | 937,9 | 1.038,6 |
| Relativverschiebung δ bei P_{max} | [mm] | 0,60 | 0,45 |
| Duktilität δ_{uk} | [mm] | 1,41 | 1,37 |
| Steifigkeit c_o | [kN/mm] | 1.428 | 1.639 |
| Steifigkeit c_u | [kN/mm] | 3.730 | 2.350 |

Auswertungen der Wegaufnehmer

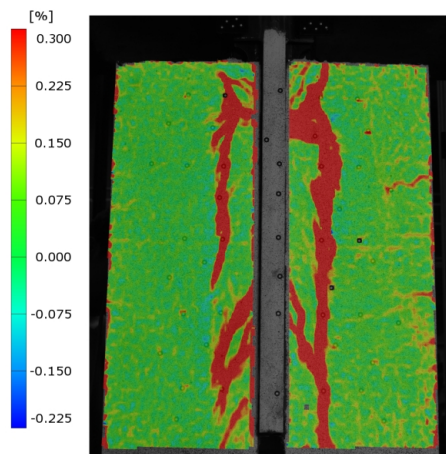




Auswertungen des optischen Messsystems



Rissbild beim POCL 50-1 nach Versuchsende



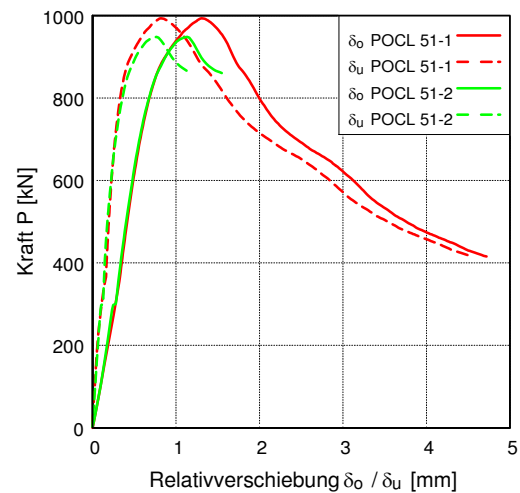
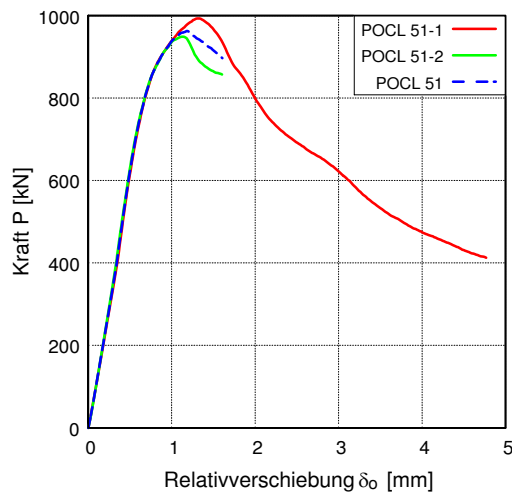
Rissbild beim POCL 50-2 nach Versuchsende

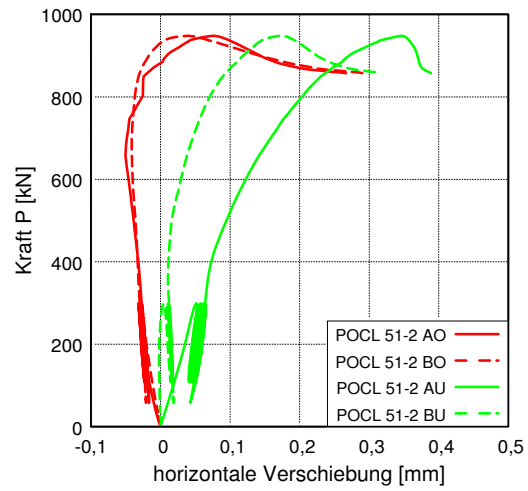
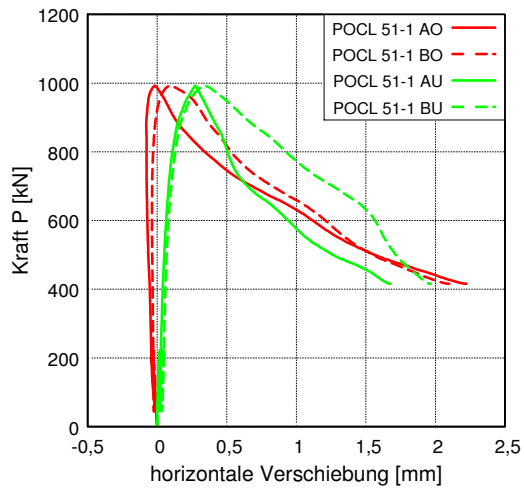
POCL 51

Übersicht der Versuchsparameter und -ergebnisse

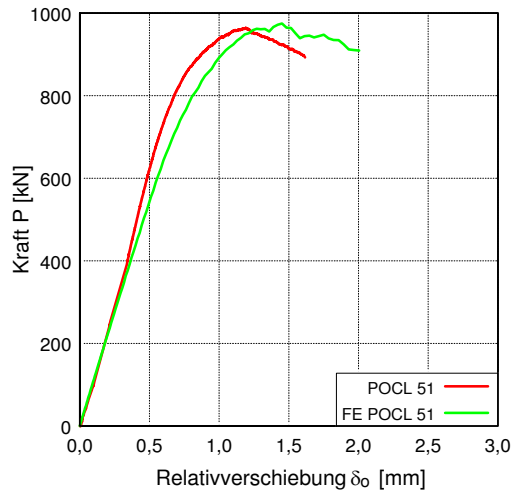
| Versuchsparameter und -ablauf | | POCL 51-1 | POCL 51-2 |
|--|----------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| Betonrezeptur | - | B5Q | B5Q |
| Betondicke t_c | [mm] | 60 | 60 |
| Stahlfaserbewehrung | [Vol.-%] | 2,5 | 2,5 |
| Stabstahl-Bewehrung | - | ohne | ohne |
| Platte oder Scheibe | - | Scheibe | Scheibe |
| Betonage | - | stehend | stehend |
| Stahlsorte Verbunddübelbleiste | - | S 355 | S 355 |
| Form der Verbunddübelbleiste | - | Klothoide CL | Klothoide CL |
| Dicke Verbunddübelbleiste t_{CL} | [mm] | 10 | 10 |
| Verwendung von Fett | - | ja | ja |
| Zyklische Vorbelastung | - | ja | ja |
| Messtechnik | - | $\delta_o, \delta_u, AO-BU$ | $\delta_o, \delta_u, AO-BU$ |
| Materialeigenschaften | | | |
| Druckfestigkeit $f_{cm,100}$ | [N/mm ²] | 209,5 | 209,5 |
| Druckfestigkeit $f_{cm,150}$ | [N/mm ²] | 198,5 | 198,5 |
| Zugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | 8,6 | 8,6 |
| Biegezugfestigkeit $f_{ctfm,28d}$ | [N/mm ²] | 27,4 | 27,4 |
| E-Modul Beton $E_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 51.321 | 51.321 |
| Streckgrenze CL-Leiste $f_{y,CL}$ | [N/mm ²] | 410,0 | 410,0 |
| Zugfestigkeit CL-Leiste $f_{u,CL}$ | [N/mm ²] | 482,3 | 482,3 |
| E-Modul Verbunddübelbleiste E_{CL} | [N/mm ²] | 202.400 | 202.400 |
| Versuchsergebnisse | | | |
| maximale Last P_{max} | [kN] | 996,4 | 951,1 |
| Relativverschiebung δ bei P_{max} | [mm] | 0,83 | 0,75 |
| Duktilität δ_{uk} | [mm] | 1,53 | 1,45 |
| Steifigkeit c_o | [kN/mm] | 1.484 | 1.610 |
| Steifigkeit c_u | [kN/mm] | 4.415 | 4.684 |

Auswertungen der Wegaufnehmer





Finite Elemente Berechnungen

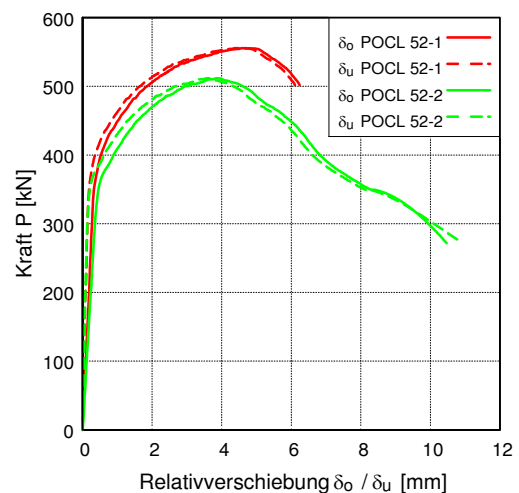
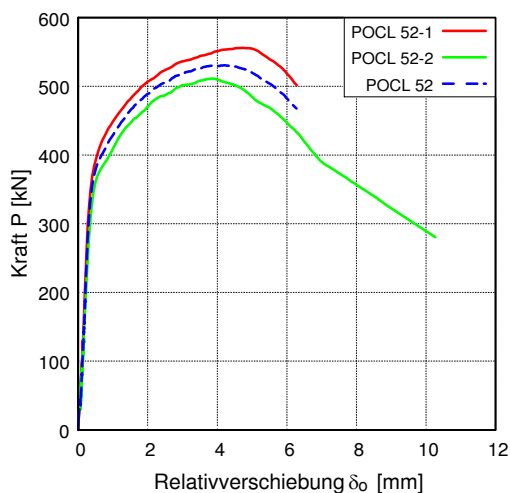


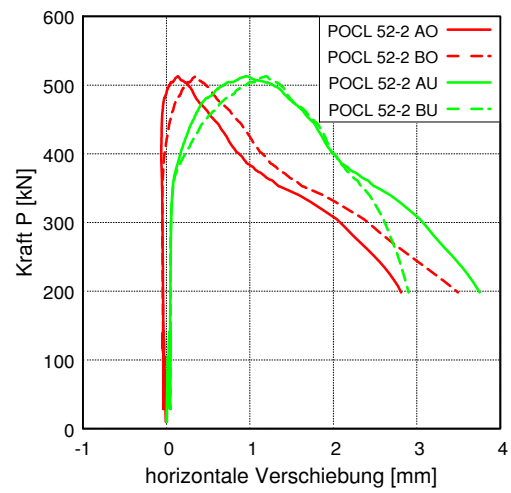
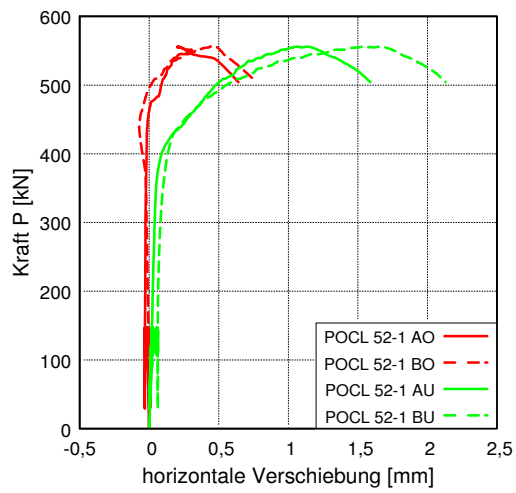
POCL 52

Übersicht der Versuchsparameter und -ergebnisse

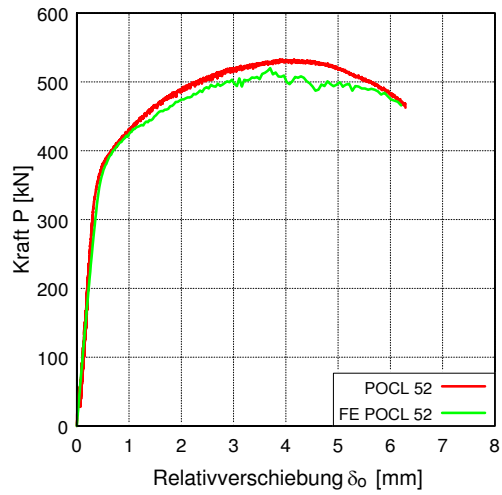
| Versuchsparameter und -ablauf | | POCL 52-1 | POCL 52-2 |
|--|----------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| Betonrezeptur | - | B5Q | B5Q |
| Betondicke t_c | [mm] | 60 | 60 |
| Stahlfaserbewehrung | [Vol.-%] | 2,5 | 2,5 |
| Stabstahl-Bewehrung | - | ohne | ohne |
| Platte oder Scheibe | - | Scheibe | Scheibe |
| Betonage | - | stehend | stehend |
| Stahlsorte Verbunddübeleiste | - | S 235 | S 235 |
| Form der Verbunddübeleiste | - | Klothoide CL | Klothoide CL |
| Dicke Verbunddübeleiste t_{CL} | [mm] | 5 | 5 |
| Verwendung von Fett | - | ja | ja |
| Zyklische Vorbelastung | - | ja | ja |
| Messtechnik | - | $\delta_o, \delta_u, AO-BU$ | $\delta_o, \delta_u, AO-BU$ |
| Materialeigenschaften | | | |
| Druckfestigkeit $f_{cm,100}$ | [N/mm ²] | 210,2 | 210,2 |
| Druckfestigkeit $f_{cm,150}$ | [N/mm ²] | 202,5 | 202,5 |
| Zugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | 7,5 | 7,5 |
| Biegezugfestigkeit $f_{ctfm,28d}$ | [N/mm ²] | 35,5 | 35,5 |
| E-Modul Beton $E_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 50.926 | 50.926 |
| Streckgrenze CL-Leiste $f_{y,CL}$ | [N/mm ²] | 325,0 | 325,0 |
| Zugfestigkeit CL-Leiste $f_{u,CL}$ | [N/mm ²] | 389,3 | 389,3 |
| E-Modul Verbunddübeleiste E_{CL} | [N/mm ²] | 212.400 | 212.400 |
| Versuchsergebnisse | | | |
| maximale Last P_{max} | [kN] | 557,9 | 515,2 |
| Relativverschiebung δ bei P_{max} | [mm] | 4,37 | 3,63 |
| Duktilität δ_{uk} | [mm] | 5,60 | 5,08 |
| Steifigkeit c_o | [kN/mm] | 1.315 | 1.031 |
| Steifigkeit c_u | [kN/mm] | 2.879 | 3.738 |

Auswertungen der Wegaufnehmer





Finite Elemente Berechnungen

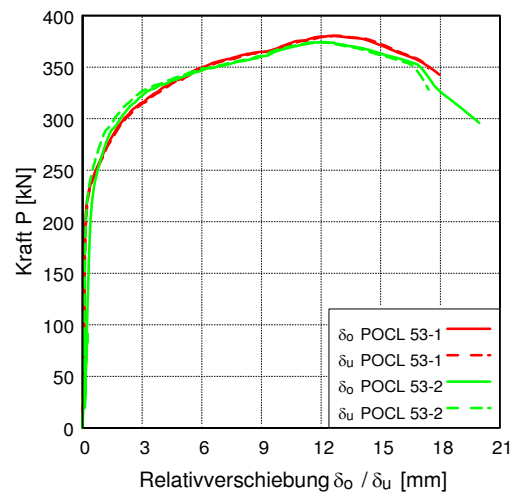
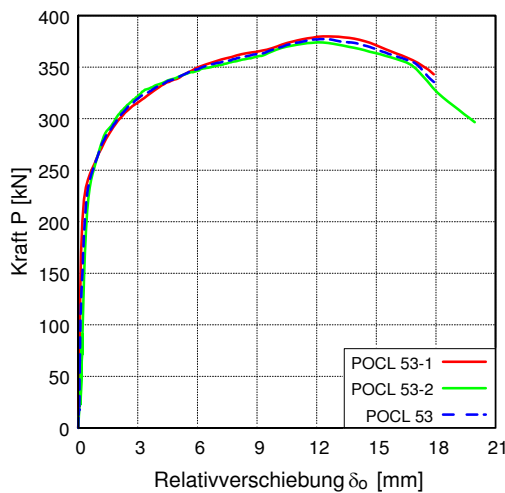


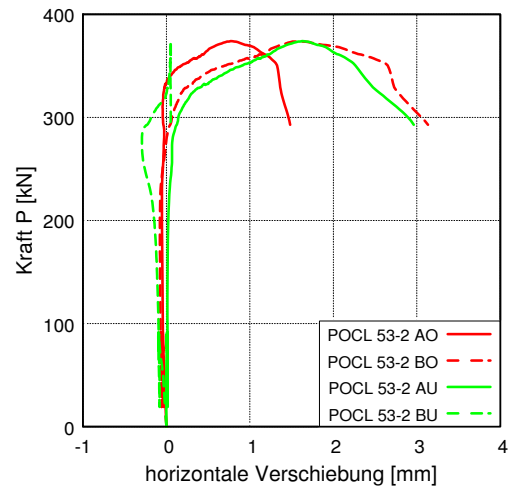
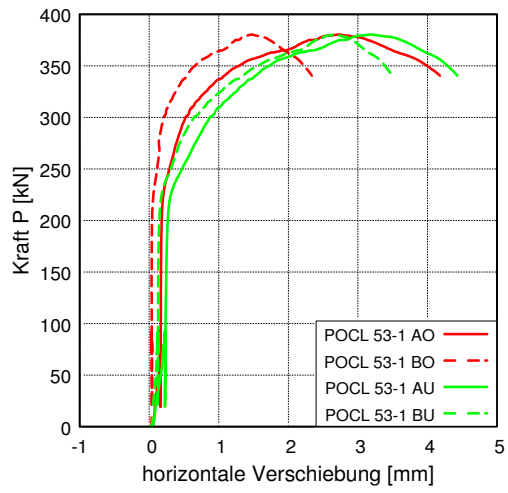
POCL 53

Übersicht der Versuchsparameter und -ergebnisse

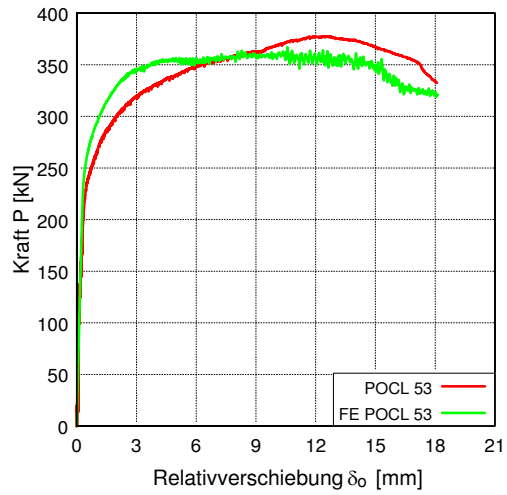
| Versuchsparameter und -ablauf | | POCL 53-1 | POCL 53-2 |
|--|----------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| Betonrezeptur | - | B5Q | B5Q |
| Betondicke t_c | [mm] | 60 | 60 |
| Stahlfaserbewehrung | [Vol.-%] | 2,5 | 2,5 |
| Stabstahl-Bewehrung | - | ohne | ohne |
| Platte oder Scheibe | - | Scheibe | Scheibe |
| Betonage | - | stehend | stehend |
| Stahlsorte Verbunddübelbleiste | - | S 235 | S 235 |
| Form der Verbunddübelbleiste | - | Klothoide CL | Klothoide CL |
| Dicke Verbunddübelbleiste t_{CL} | [mm] | 3 | 3 |
| Verwendung von Fett | - | ja | ja |
| Zyklische Vorbelastung | - | ja | ja |
| Messtechnik | - | $\delta_o, \delta_u, AO-BU$ | $\delta_o, \delta_u, AO-BU$ |
| Materialeigenschaften | | | |
| Druckfestigkeit $f_{cm,100}$ | [N/mm ²] | 202,7 | 202,7 |
| Druckfestigkeit $f_{cm,150}$ | [N/mm ²] | 197,7 | 197,7 |
| Zugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | 8,1 | 8,1 |
| Biegezugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | 30,8 | 30,8 |
| E-Modul Beton $E_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 51.838 | 51.838 |
| Streckgrenze CL-Leiste $f_{y,CL}$ | [N/mm ²] | 338,3 | 338,3 |
| Zugfestigkeit CL-Leiste $f_{u,CL}$ | [N/mm ²] | 398,7 | 398,7 |
| E-Modul Verbunddübelbleiste E_{CL} | [N/mm ²] | 214.600 | 214.600 |
| Versuchsergebnisse | | | |
| maximale Last P_{max} | [kN] | 380,9 | 374,7 |
| Relativverschiebung δ bei P_{max} | [mm] | 12,75 | 11,63 |
| Duktilität δ_{uk} | [mm] | 16,19 | 15,70 |
| Steifigkeit c_o | [kN/mm] | 2.226 | 665 |
| Steifigkeit c_u | [kN/mm] | 1.669 | 1.869 |

Auswertungen der Wegaufnehmer





Finite Elemente Berechnungen



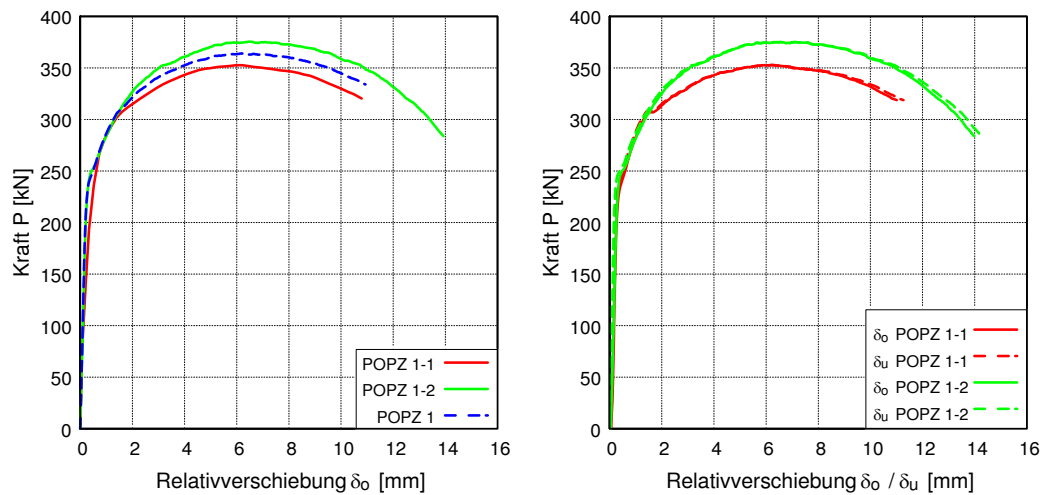
POPZ 1

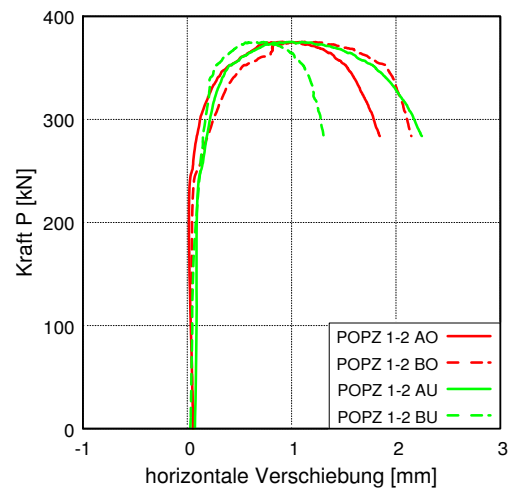
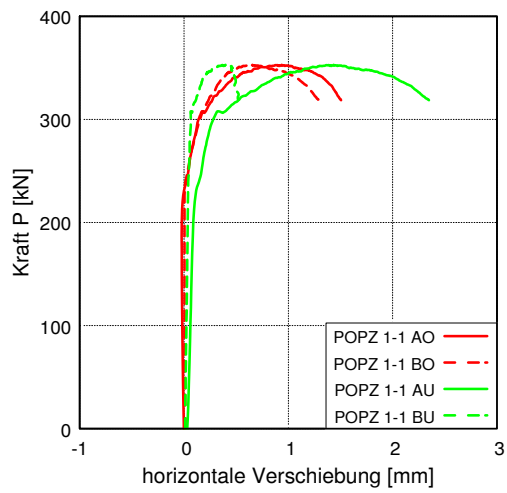
Übersicht der Versuchsparameter und -ergebnisse

| Versuchsparameter und -ablauf | | POPZ 1-1 | POPZ 1-2 |
|--|----------------------|---|---|
| Betonrezeptur | - | B5Q | B5Q |
| Betondicke t_c | [mm] | 60 | 60 |
| Stahlfaserbewehrung | [Vol.-%] | 2,5 | 2,5 |
| Stabstahl-Bewehrung | - | ohne | ohne |
| Platte oder Scheibe | - | Scheibe | Scheibe |
| Betonage | - | stehend | stehend |
| Stahlsorte Verbunddübelbleiste | - | S 235 | S 235 |
| Form der Verbunddübelbleiste | - | Puzzle PZ | Puzzle PZ |
| Dicke Verbunddübelbleiste t_{PZ} | [mm] | 3 | 3 |
| Verwendung von Fett | - | ja | ja |
| Zyklische Vorbelastung | - | ja | ja |
| Messtechnik | - | $\delta_o, \delta_u, AO-BU,$ Aramis+Pontos | $\delta_o, \delta_u, AO-BU,$ Aramis+Pontos |
| Materialeigenschaften | | | |
| Druckfestigkeit $f_{cm,100}$ | [N/mm ²] | 208,1 | 208,1 |
| Druckfestigkeit $f_{cm,150}$ | [N/mm ²] | 195,0 | 195,0 |
| Zugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | 8,6 | 8,6 |
| Biegezugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | 32,2 | 32,2 |
| E-Modul Beton $E_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 50.175 | 50.175 |
| Streckgrenze PZ-Leiste $f_{y,PZ}$ | [N/mm ²] | 292,9 | 292,9 |
| Zugfestigkeit PZ-Leiste $f_{u,PZ}$ | [N/mm ²] | 417,6 | 417,6 |
| E-Modul Verbunddübelbleiste E_{PZ} | [N/mm ²] | -* | -* |
| Versuchsergebnisse | | | |
| maximale Last P_{max} | [kN] | 354,8 | 377,1 |
| Relativverschiebung δ bei P_{max} | [mm] | 6,18 | 6,49 |
| Duktilität δ_{uk} | [mm] | 9,83 | 10,45 |
| Steifigkeit c_o | [kN/mm] | 1.258 | 1.044 |
| Steifigkeit c_u | [kN/mm] | 1.621 | 1.797 |

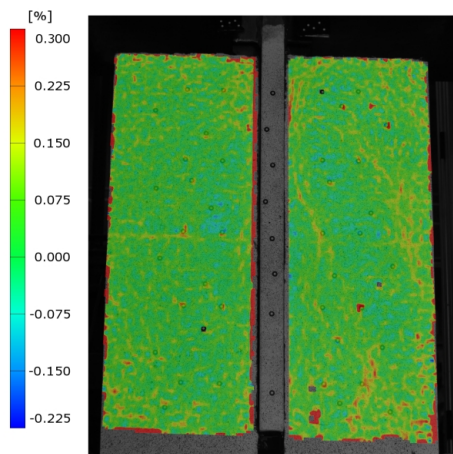
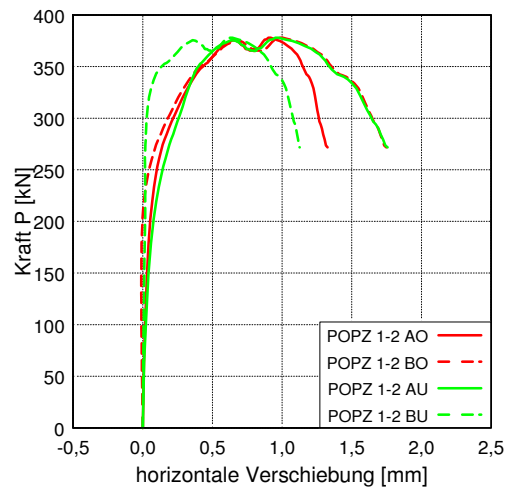
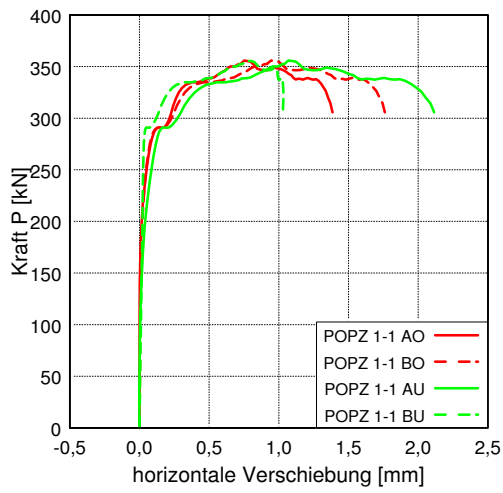
* E-Modul Messung fehlerhaft

Auswertungen der Wegaufnehmer

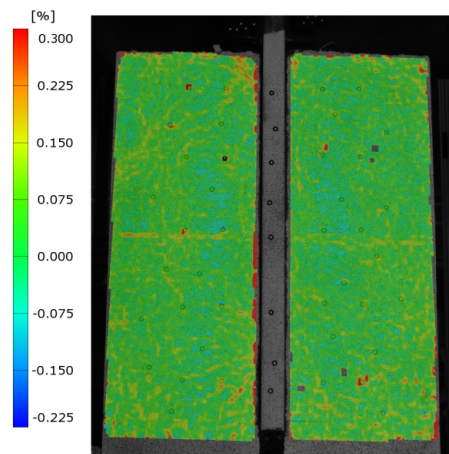




Auswertungen des optischen Messsystems



Rissbild beim POPZ 1-1 nach Versuchsende



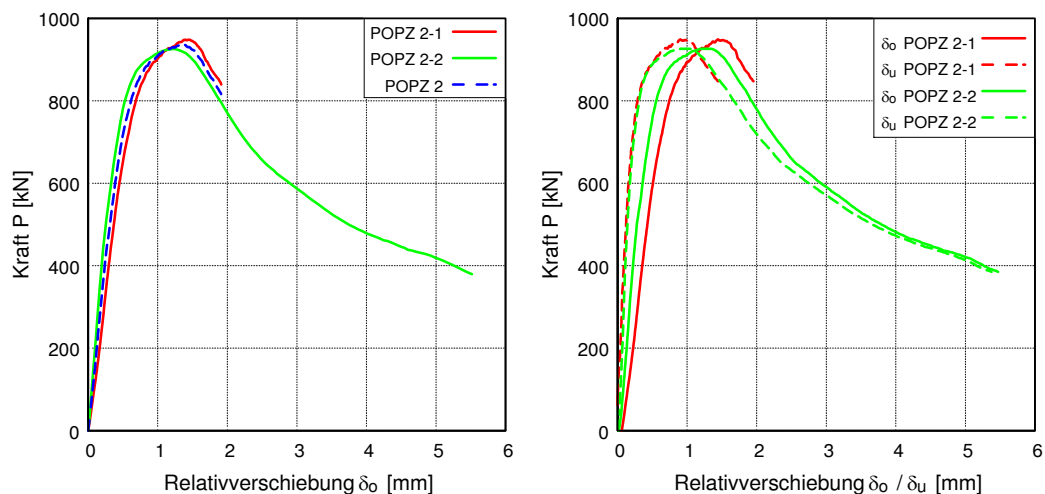
Rissbild beim POPZ 1-2 nach Versuchsende

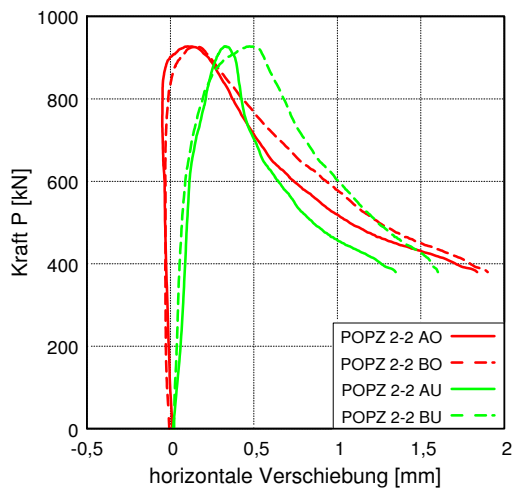
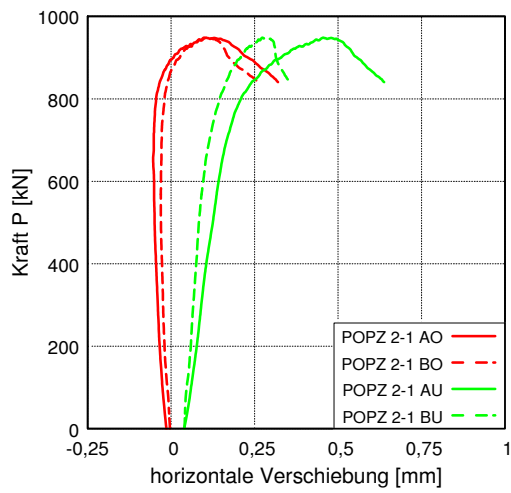
POPZ 2

Übersicht der Versuchsparameter und -ergebnisse

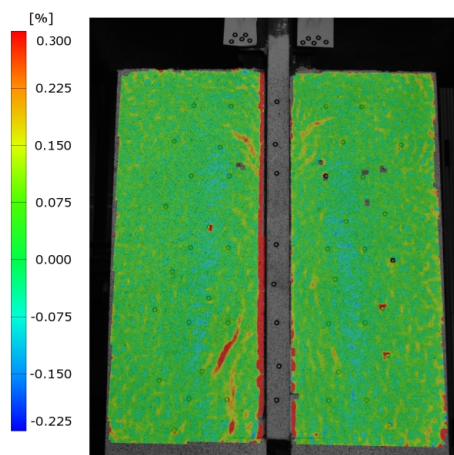
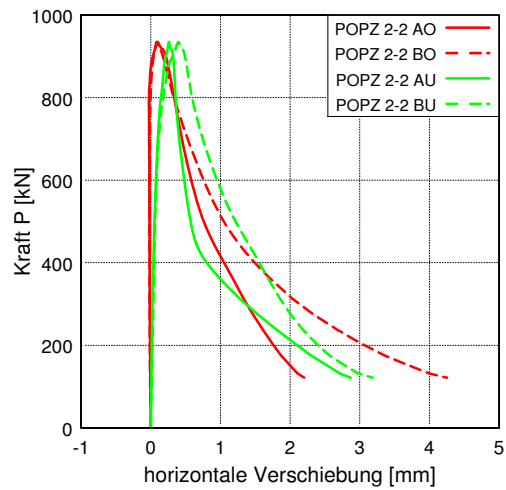
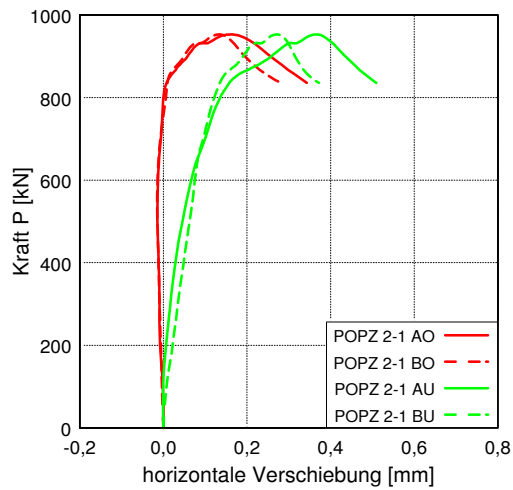
| Versuchsparameter und -ablauf | | POPZ 2-1 | POPZ 2-2 |
|--|----------------------|--|--|
| Betonrezeptur | - | B5Q | B5Q |
| Betondicke t_c | [mm] | 60 | 60 |
| Stahlfaserbewehrung | [Vol.-%] | 2,5 | 2,5 |
| Stabstahl-Bewehrung | - | ohne | ohne |
| Platte oder Scheibe | - | Scheibe | Scheibe |
| Betonage | - | stehend | stehend |
| Stahlsorte Verbunddübelbleiste | - | S 355 | S 355 |
| Form der Verbunddübelbleiste | - | Puzzle PZ | Puzzle PZ |
| Dicke Verbunddübelbleiste t_{PZ} | [mm] | 10 | 10 |
| Verwendung von Fett | - | ja | ja |
| Zyklische Vorbelastung | - | ja | ja |
| Messtechnik | - | δ_o, δ_u , AO-BU, Aramis+Pontos | δ_o, δ_u , AO-BU, Aramis+Pontos |
| Materialeigenschaften | | | |
| Druckfestigkeit $f_{cm,100}$ | [N/mm ²] | 208,1 | 208,1 |
| Druckfestigkeit $f_{cm,150}$ | [N/mm ²] | 195,0 | 195,0 |
| Zugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | 8,6 | 8,6 |
| Biegezugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ | [N/mm ²] | 32,2 | 32,2 |
| E-Modul Beton $E_{cm,28d}$ | [N/mm ²] | 50.175 | 50.175 |
| Streckgrenze PZ-Leiste $f_{y,PZ}$ | [N/mm ²] | 405,6 | 405,6 |
| Zugfestigkeit PZ-Leiste $f_{u,PZ}$ | [N/mm ²] | 562,2 | 562,2 |
| E-Modul Verbunddübelbleiste E_{PZ} | [N/mm ²] | 223.000 | 223.000 |
| Versuchsergebnisse | | | |
| maximale Last P_{max} | [kN] | 951,8 | 932,1 |
| Relativverschiebung δ bei P_{max} | [mm] | 0,89 | 0,95 |
| Duktilität δ_{uk} | [mm] | 1,72 | 1,59 |
| Steifigkeit c_o | [kN/mm] | 1.413 | 2.083 |
| Steifigkeit c_u | [kN/mm] | 3.491 | 3.986 |

Auswertungen der Wegaufnehmer

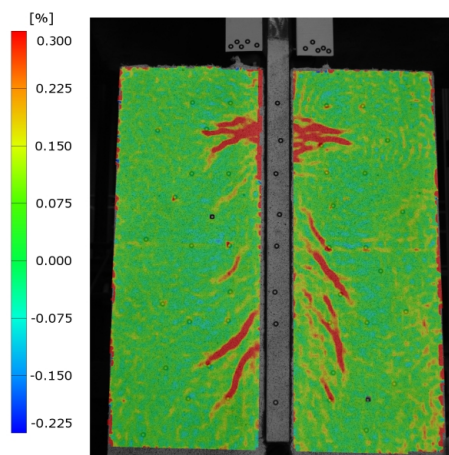




Auswertungen des optischen Messsystems



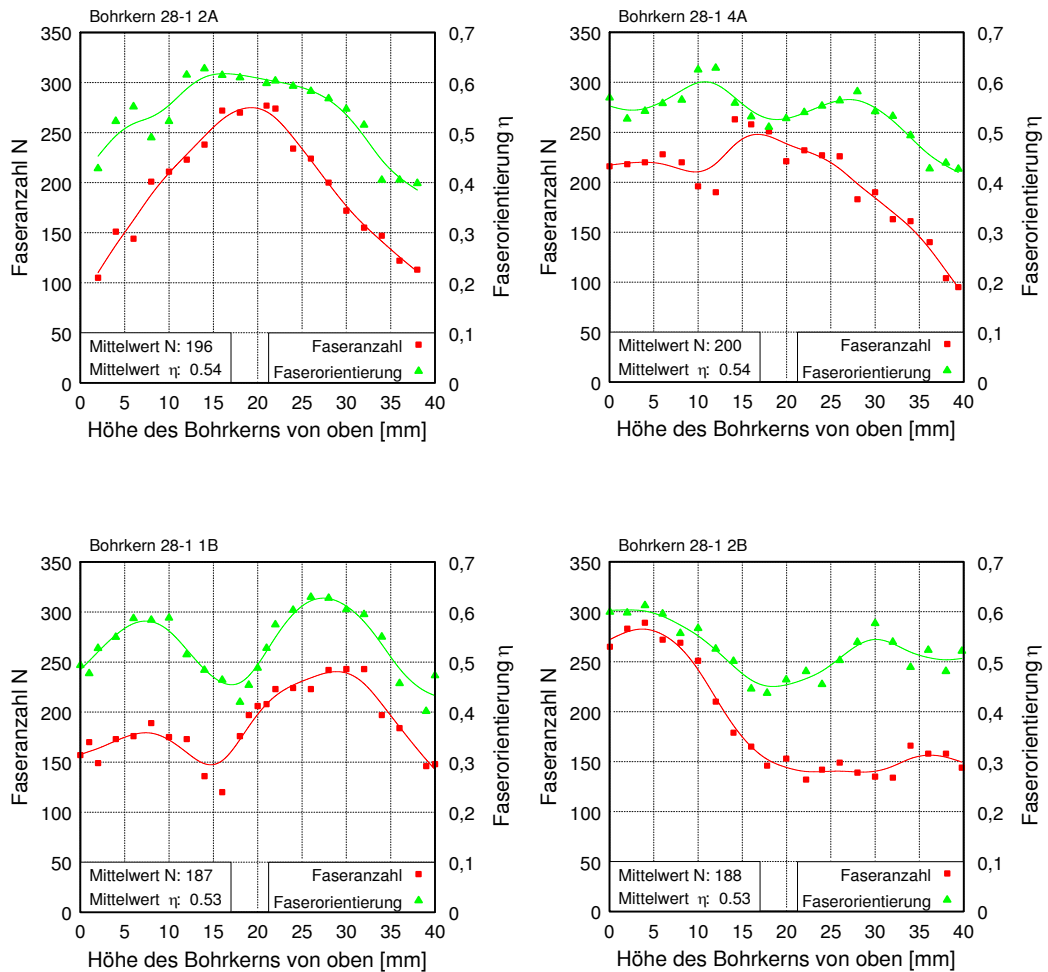
Rissbild beim POPZ 2-1 nach Versuchsende

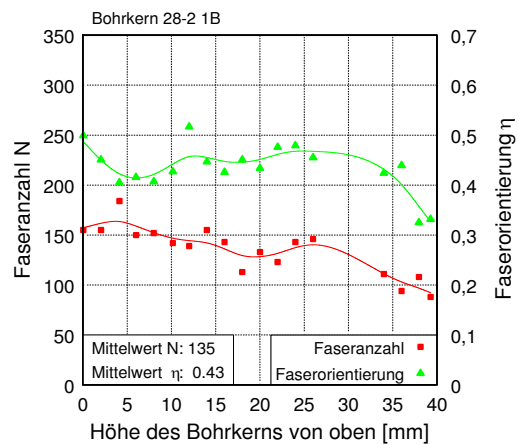
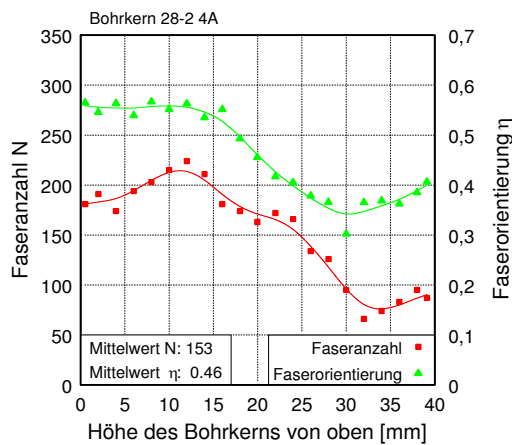
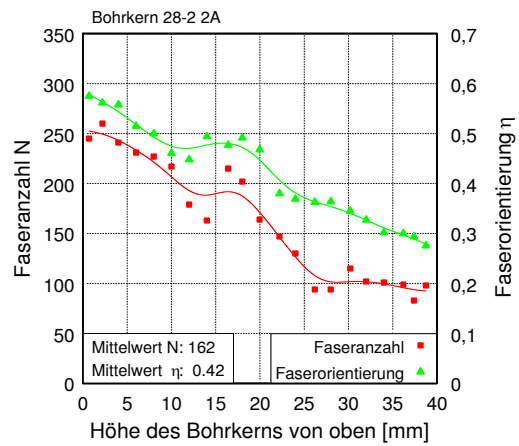
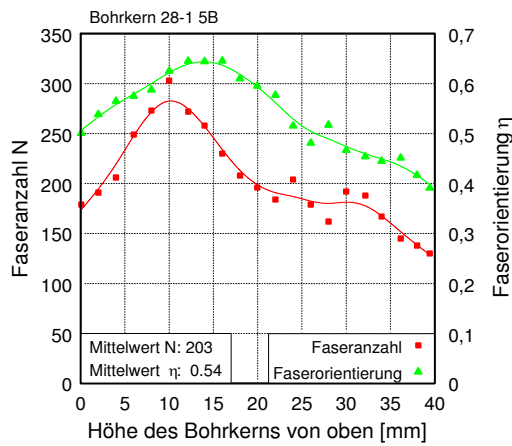
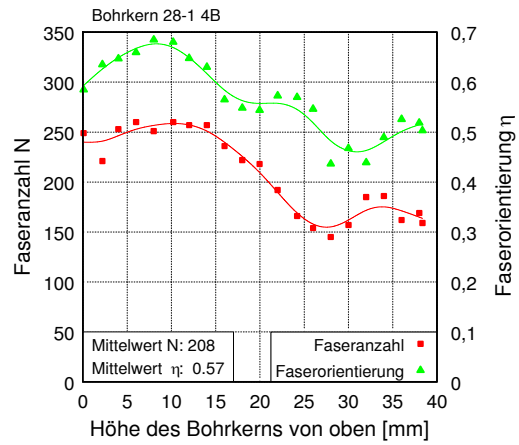
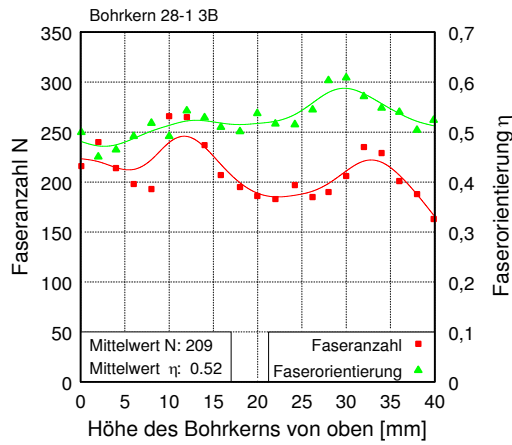


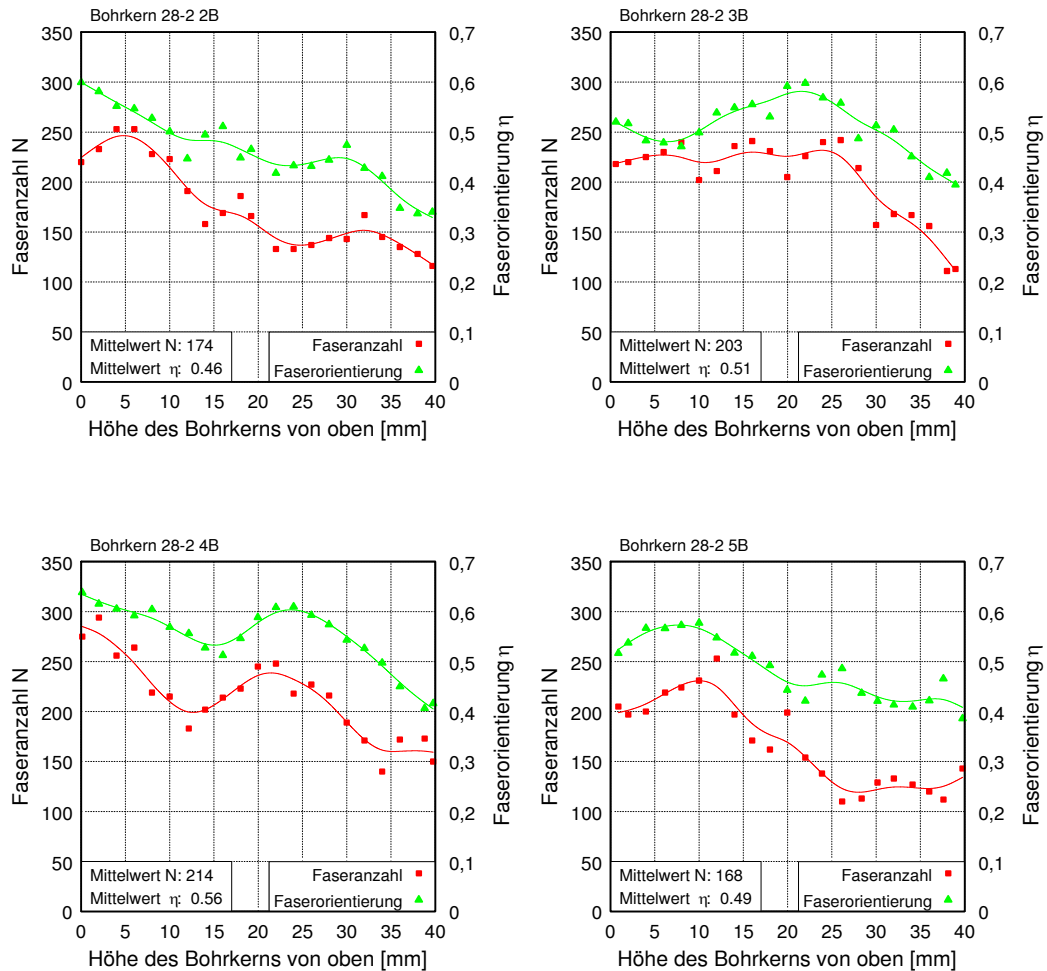
Rissbild beim POPZ 2-2 nach Versuchsende

A.4 Ergebnisse der Untersuchungen zur Faserorientierung

In den folgenden Diagrammen sind für alle Bohrkern, die mittels Computertomographie untersucht wurden, die Auswertungen der Faseranzahl N und Faserorientierung η über die Bohrkernhöhe dargestellt. Zusätzlich sind in jedem Diagramm die Mittelwerte angegeben.







In den folgenden Tabellen sind die Ergebnisse der Diagramme für den jeweils obersten und untersten Wert sowie genau in der Mitte noch einmal zusammengefasst, um eine bessere Übersicht zu ermöglichen. Auf diese Weise können die einzelnen Bohrkern leichter miteinander verglichen werden.

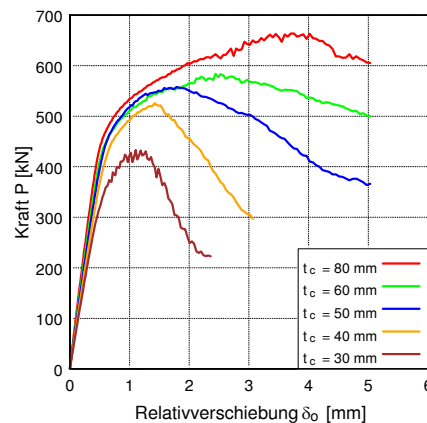
| Bohrkern | Anzahl der Fasern N | | | Faserorientierung η | | | Zugfestigkeit $f_{ct,BK}$ |
|---------------------------|-----------------------|-------------|-------------|--------------------------|-------------|-------------|------------------------------|
| | oben | Mitte | unten | oben | Mitte | unten | |
| 28-1 1A | - | - | - | - | - | - | - |
| 28-1 2A | 105 | 277 | 113 | 0,43 | 0,60 | 0,40 | 5,27 |
| 28-1 3A | - | - | - | - | - | - | 6,94 |
| 28-1 4A | 216 | 221 | 95 | 0,57 | 0,53 | 0,43 | 5,62 |
| 28-1 5A | - | 214 | - | - | 0,64 | - | - |
| 28-1 1B | 162 | 205 | 147 | 0,48 | 0,48 | 0,48 | 6,14 |
| 28-1 2B | 265 | 153 | 144 | 0,60 | 0,46 | 0,52 | 6,72 |
| 28-1 3B | 216 | 186 | 163 | 0,50 | 0,54 | 0,52 | 6,27 |
| 28-1 4B | 249 | 218 | 159 | 0,58 | 0,54 | 0,50 | 5,58 |
| 28-1 5B | 179 | 196 | 130 | 0,50 | 0,60 | 0,39 | 6,17 |
| Mittelwert | 199 | 209 | 136 | 0,52 | 0,55 | 0,46 | 6,09 |
| Standardabweichung | 54,8 | 35,3 | 24,8 | 0,06 | 0,06 | 0,06 | 0,57 |

| Bohrkern | Anzahl der Fasern N | | | Faserorientierung η | | | Zugfestigkeit $f_{ct,BK}$ |
|---------------------------------|-----------------------|-------------|-------------|--------------------------|-------------|-------------|------------------------------|
| | oben | Mitte | unten | oben | Mitte | unten | |
| 28-2 1A | - | - | - | - | - | - | 7,22 |
| 28-2 2A | 245 | 164 | 98 | 0.58 | 0.47 | 0.28 | 7,75 |
| 28-2 3A | - | 174 | - | - | 0.58 | 0 | - |
| 28-2 4A | 181 | 163 | 87 | 0.56 | 0.46 | 0.41 | 7,73 |
| 28-2 5A | - | 122 | - | - | 0.5 | 0 | - |
| 28-2 1B | 155 | 133 | 88 | 0.5 | 0.43 | 0.33 | 7,16 |
| 28-2 2B | 220 | 166 | 116 | 0.6 | 0.47 | 0.34 | 7,05 |
| 28-2 3B | 218 | 205 | 113 | 0.52 | 0.59 | 0.39 | 6,67 |
| 28-2 4B | 275 | 245 | 150 | 0.64 | 0.59 | 0.41 | 6,98 |
| 28-2 5B | 205 | 199 | 143 | 0.52 | 0.44 | 0.39 | 7,56 |
| Mittelwert | 214 | 175 | 114 | 0.56 | 0.50 | 0.36 | 214 |
| Standard- abweichung | 39.5 | 37.6 | 25.2 | 0.05 | 0.07 | 0.05 | 39.5 |

A.5 Numerische Untersuchungen

Einfluss der Betonscheibendicke

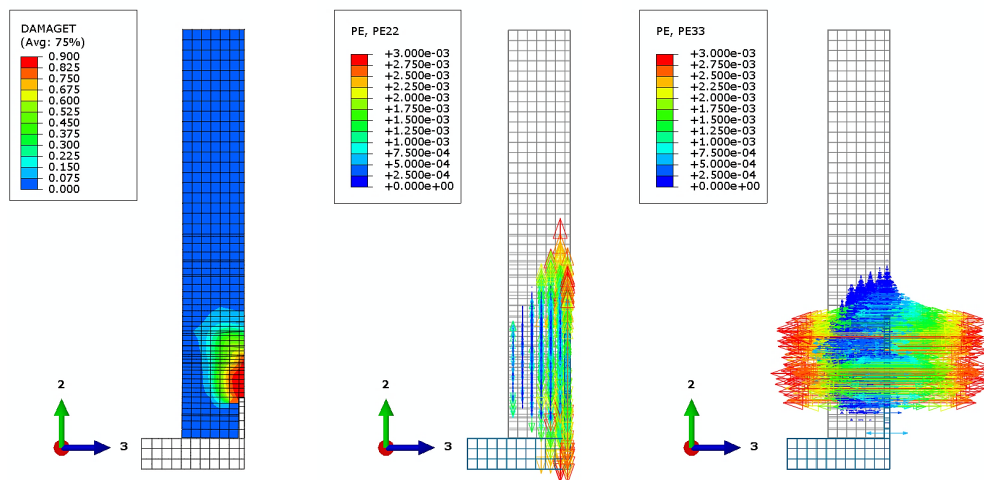
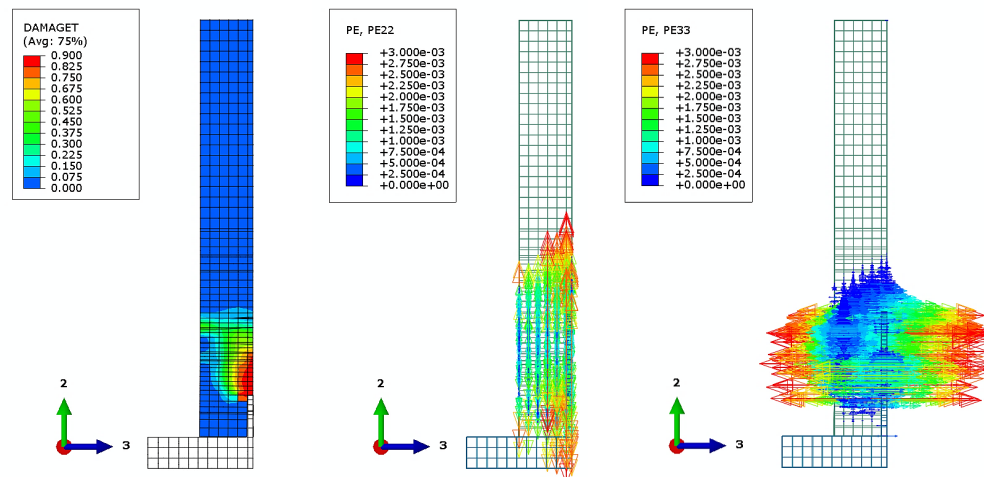
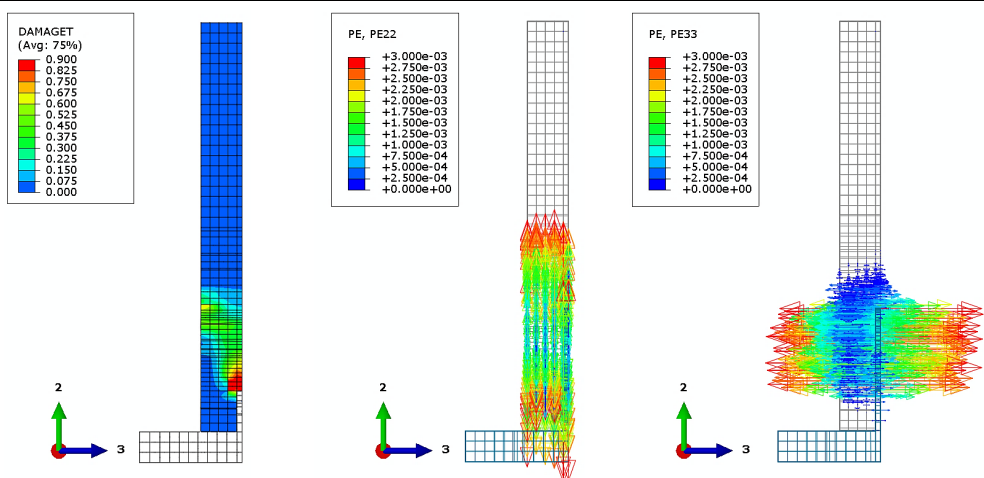
Um den Einfluss der Betonscheibendicke genauer zu untersuchen, wurden die FE-Simulationen der Versuchskörper POCL 2 ($t_c = 60$ mm), POCL 3 ($t_c = 50$ mm) und POCL 4 ($t_c = 40$ mm) verwendet. Zusätzlich erfolgten noch Berechnungen an drei Prüfkörpern mit $t_c = 80$ mm, $t_c = 30$ mm und $t_c = 20$ mm, die ansonsten der Konfiguration POCL 2 entsprachen. Die Last-Verformungskurven aller Versuchskörper, außer dem dünnsten, sind in der folgenden Abbildung dargestellt.



Wie aus der Abbildung zu erkennen ist, nehmen die Traglast und die Duktilität mit geringer werdender Betondicke ab. Bei den zusätzlichen numerischen Untersuchungen stellten sich mit dem Abscheren des Betons ($t_c = 30$ mm) und mit einem gemischten Stahl- und Betonversagen ($t_c = 80$ mm) zwei andere Versagensformen ein als bei den Push-Out Konfigurationen POCL 2 bis POCL 4 (Spalten des Betons). Besonders der Übergang vom Spalten des Betons zum Abscheren konnte mit Hilfe der FE-Simulationen nachvollzogen werden. Dazu wurden bei allen Berechnungen die Schädigungen sowie die plastischen Dehnungen in Breiten- und Dickenrichtung der UHPC-Scheibe analysiert. Diese können den Darstellungen auf den folgenden Seiten entnommen werden. Hieraus ist zu erkennen, ob die Spaltbeanspruchung oder die Abscherbeanspruchung einer Scheibe größer ist und an welcher Stelle die Risse auftreten (Schädigung). Bei großen Dehnungen in die Breitenrichtung (2-Richtung) der Scheibe, die über die gesamte Dicke vorliegen, kommt es zum Abscheren. Sind die Zugspannungen und Dehnungen in die Dickenrichtung dominanter und treten die plastischen Dehnungen in die 2-Richtung nicht über die gesamte Dicke der Scheibe auf, kommt es eher zum Spalten des Betons.

Aus dem Vergleich der Schädigungen und Dehnungen ist zu erkennen, dass es für die hier vorgestellten Konfigurationen mit 5 mm dicker Verbunddübelleiste ab einer Grenzdicke von 30 mm zum Abscheren kommen kann, da ab dieser Dicke die größten Schädigungen in die 2-Richtung vorliegen. Bei einer Dicke von 40 mm bilden sich zwar ebenfalls große Dehnungen in die 2-Richtung aus, allerdings sind die Schädigungen gering und die Konfiguration POCL 4 versagte eindeutig infolge Spalten. Der Versuchskörper mit 20 mm Dicke weist im Betondübel überhaupt keine Rissbildung/Schädigung mehr auf, was auf ein reines Abscherversagen hindeutet. Die gleichen Untersuchungen führen für Verbunddübelleisten mit 3 mm zu einer Grenzdicke von 25 mm. Bei 10 mm dicken Verbunddübelleisten liegt diese Grenze bei 40 mm.

Vergleich der experimentell geprüften Push-Out Konfiguration (POCL 2, 3 und 4)

POCL 2, $t_c = 60 \text{ mm}$ ($\delta = 1,5 \text{ mm}$)POCL 3, $t_c = 50 \text{ mm}$ ($\delta = 2,0 \text{ mm}$)POCL 4, $t_c = 40 \text{ mm}$ ($\delta = 1,6 \text{ mm}$)

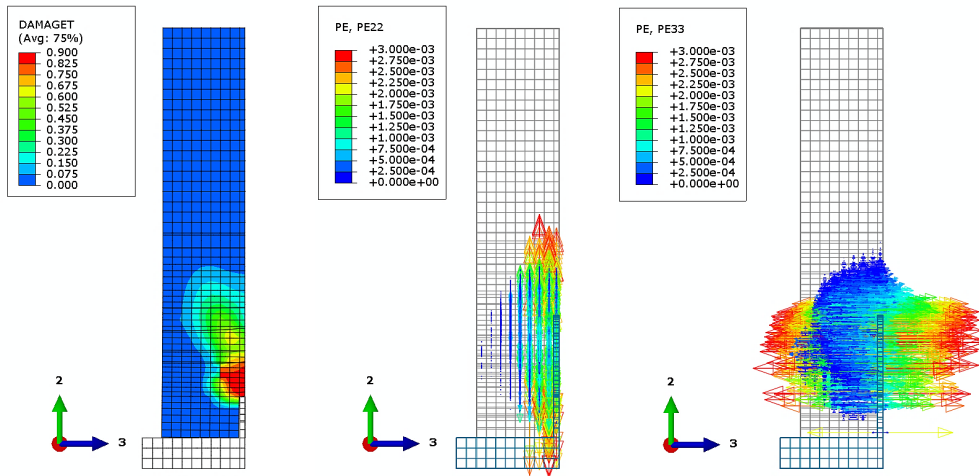
DAMAGET: Zugschädigung

PE22: plastische Dehnungen in Richtung 2

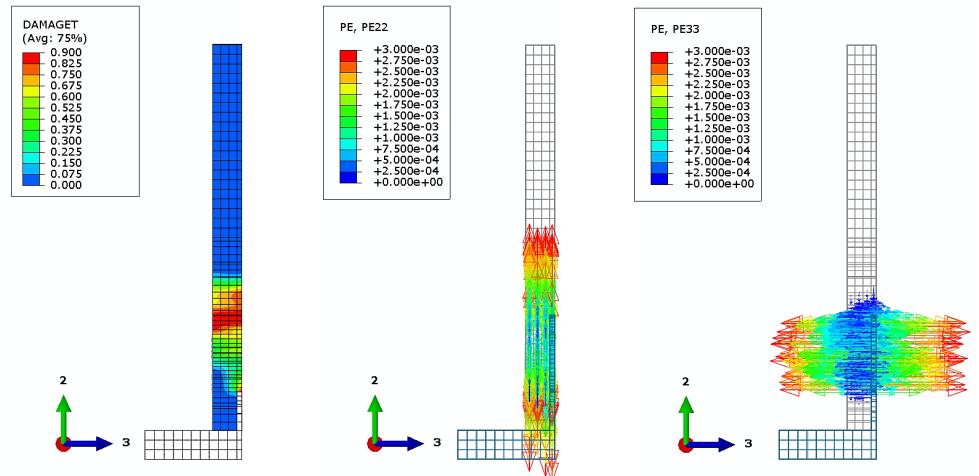
PE33: plastische Dehnungen in Richtung 3

Vergleich der numerischen Zusatz-Konfiguration

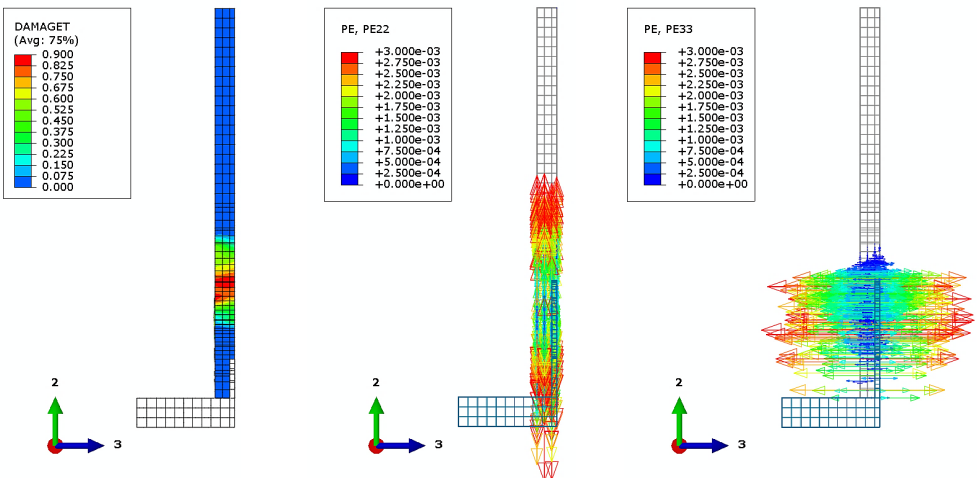
$t_c = 80 \text{ mm}$ ($\delta = 3,7 \text{ mm}$)



$t_c = 30 \text{ mm}$ ($\delta = 0,9 \text{ mm}$)



$t_c = 20 \text{ mm}$ ($\delta = 0,9 \text{ mm}$)



DAMAGET: Zugschädigung

PE22: plastische Dehnungen in Richtung 2

PE33: plastische Dehnungen in Richtung 3

Auswertung der Stahldübel-Beanspruchungen für POCL 2

Lastzugewandte Seite

| $P_{res,1}$ [kN] | $\mu = 0,1$ | $\mu = 0,2$ | $\mu = 0,3$ | $\mu = 0,4$ | $\mu = 0,5$ | $\mu = 0,6$ |
|------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| Stahldübel 1 | 39,29 | 40,28 | 40,96 | 41,01 | 41,10 | 40,89 |
| Stahldübel 2 | 32,13 | 33,74 | 39,94 | 39,38 | 37,80 | 39,75 |
| Stahldübel 3 | 30,47 | 35,26 | 40,15 | 40,66 | 40,23 | 39,00 |
| Stahldübel 4 | 32,16 | 35,54 | 42,41 | 42,93 | 42,61 | 43,01 |
| Summe | 379,05 | 418,14 | 490,03 | 491,88 | 482,59 | 487,07 |

| β_1 [°] | $\mu = 0,1$ | $\mu = 0,2$ | $\mu = 0,3$ | $\mu = 0,4$ | $\mu = 0,5$ | $\mu = 0,6$ |
|---------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| Stahldübel 1 | 23,53 | 24,08 | 24,07 | 24,30 | 25,00 | 23,98 |
| Stahldübel 2 | 15,35 | 19,93 | 22,23 | 22,25 | 24,98 | 22,36 |
| Stahldübel 3 | 10,22 | 16,46 | 22,03 | 22,40 | 22,32 | 22,86 |
| Stahldübel 4 | 6,71 | 14,99 | 22,15 | 23,56 | 22,99 | 23,19 |
| Mittelwert | 13,95 | 18,86 | 22,62 | 23,13 | 23,82 | 23,10 |

| $e_{res,1}$ [mm] | $\mu = 0,1$ | $\mu = 0,2$ | $\mu = 0,3$ | $\mu = 0,4$ | $\mu = 0,5$ | $\mu = 0,6$ |
|------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| Stahldübel 1 | 7,07 | 6,33 | 5,92 | 5,81 | 5,65 | 5,92 |
| Stahldübel 2 | 11,99 | 10,00 | 7,25 | 7,30 | 6,39 | 7,16 |
| Stahldübel 3 | 14,04 | 10,27 | 7,30 | 7,15 | 6,89 | 7,22 |
| Stahldübel 4 | 14,91 | 10,75 | 6,37 | 5,73 | 6,28 | 5,96 |
| Mittelwert | 12,00 | 9,34 | 6,71 | 6,50 | 6,31 | 6,56 |

Lastabgewandte Seite

| $P_{res,2}$ [kN] | $\mu = 0,1$ | $\mu = 0,2$ | $\mu = 0,3$ | $\mu = 0,4$ | $\mu = 0,5$ | $\mu = 0,6$ |
|------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| Stahldübel 1 | 4,32 | 4,32 | 4,61 | 4,62 | 4,67 | 4,64 |
| Stahldübel 2 | 4,19 | 4,27 | 4,20 | 4,05 | 4,26 | 4,19 |
| Stahldübel 3 | 4,25 | 4,57 | 4,18 | 4,26 | 4,27 | 4,26 |
| Stahldübel 4 | 5,25 | 5,06 | 4,40 | 4,35 | 4,30 | 4,22 |
| Summe | 54,74 | 55,56 | 51,15 | 50,65 | 51,29 | 50,65 |

| β_2 [°] | $\mu = 0,1$ | $\mu = 0,2$ | $\mu = 0,3$ | $\mu = 0,4$ | $\mu = 0,5$ | $\mu = 0,6$ |
|---------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| Stahldübel 1 | -18,42 | -17,75 | -17,80 | -16,72 | -17,59 | -17,80 |
| Stahldübel 2 | -15,87 | -13,99 | -13,25 | -12,43 | -12,57 | -13,83 |
| Stahldübel 3 | -16,70 | -15,50 | -11,80 | -13,61 | -13,58 | -13,50 |
| Stahldübel 4 | -7,93 | -7,36 | -5,75 | -6,95 | -6,84 | -6,30 |
| Mittelwert | -14,73 | -13,65 | -12,15 | -12,43 | -12,65 | -12,86 |

| $e_{res,2}$ [mm] | $\mu = 0,1$ | $\mu = 0,2$ | $\mu = 0,3$ | $\mu = 0,4$ | $\mu = 0,5$ | $\mu = 0,6$ |
|------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| Stahldübel 1 | 15,29 | 15,46 | 15,87 | 16,08 | 16,11 | 15,65 |
| Stahldübel 2 | 16,54 | 17,54 | 17,91 | 18,46 | 18,34 | 17,62 |
| Stahldübel 3 | 16,15 | 16,52 | 18,84 | 17,74 | 17,82 | 17,97 |
| Stahldübel 4 | 20,50 | 21,04 | 22,04 | 21,45 | 21,70 | 22,05 |
| Mittelwert | 17,12 | 17,64 | 18,66 | 18,43 | 18,50 | 18,32 |

Gesamtresultierende und Lastangriffshöhe der Horizontalkomponente

| $P_{res,x}$ [kN] | $\mu = 0,1$ | $\mu = 0,2$ | $\mu = 0,3$ | $\mu = 0,4$ | $\mu = 0,5$ | $\mu = 0,6$ |
|------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| Stahldübel 1 | 37,38 | 38,09 | 38,81 | 38,70 | 38,66 | 38,78 |
| Stahldübel 2 | 32,13 | 32,75 | 37,94 | 37,32 | 35,19 | 37,77 |
| Stahldübel 3 | 31,21 | 35,03 | 38,08 | 38,59 | 38,22 | 36,93 |
| Stahldübel 4 | 32,66 | 34,98 | 39,72 | 39,88 | 39,74 | 40,00 |
| Mittelwert | 33,35 | 35,21 | 38,64 | 38,62 | 37,95 | 38,37 |
| Summe | 533,55 | 563,42 | 618,18 | 617,98 | 607,24 | 613,91 |

| $P_{res,y}$ [kN] | $\mu = 0,1$ | $\mu = 0,2$ | $\mu = 0,3$ | $\mu = 0,4$ | $\mu = 0,5$ | $\mu = 0,6$ |
|------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| Stahldübel 1 | 11,59 | 12,32 | 12,32 | 12,45 | 12,92 | 12,20 |
| Stahldübel 2 | 4,48 | 7,36 | 11,02 | 10,95 | 11,81 | 11,06 |
| Stahldübel 3 | 1,33 | 5,59 | 10,97 | 11,35 | 11,13 | 11,01 |
| Stahldübel 4 | -1,44 | 4,18 | 11,61 | 12,85 | 12,38 | 12,75 |
| Mittelwert | 3,99 | 7,36 | 11,48 | 11,90 | 12,06 | 11,75 |
| Summe | 63,86 | 117,78 | 183,68 | 190,42 | 192,96 | 188,04 |

| $e_{res,y}$ [mm] | $\mu = 0,1$ | $\mu = 0,2$ | $\mu = 0,3$ | $\mu = 0,4$ | $\mu = 0,5$ | $\mu = 0,6$ |
|------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| Stahldübel 1 | 5,67 | 4,94 | 4,37 | 4,24 | 4,07 | 4,37 |
| Stahldübel 2 | 9,84 | 8,02 | 5,65 | 5,69 | 4,65 | 5,58 |
| Stahldübel 3 | 11,50 | 8,18 | 5,63 | 5,57 | 5,26 | 5,55 |
| Stahldübel 4 | 11,38 | 7,88 | 4,36 | 3,83 | 4,39 | 4,08 |
| Mittelwert | 9,60 | 7,25 | 5,00 | 4,83 | 4,59 | 4,89 |

| $e_{res,y}$ [e_x] | $\mu = 0,1$ | $\mu = 0,2$ | $\mu = 0,3$ | $\mu = 0,4$ | $\mu = 0,5$ | $\mu = 0,6$ |
|-----------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| Stahldübel 1 | 0,057 | 0,049 | 0,044 | 0,042 | 0,041 | 0,044 |
| Stahldübel 2 | 0,098 | 0,080 | 0,057 | 0,057 | 0,046 | 0,056 |
| Stahldübel 3 | 0,115 | 0,082 | 0,056 | 0,056 | 0,053 | 0,055 |
| Stahldübel 4 | 0,114 | 0,079 | 0,044 | 0,038 | 0,044 | 0,041 |
| Mittelwert | 0,096 | 0,073 | 0,050 | 0,048 | 0,046 | 0,049 |

Zusammenfassung der Ergebnisse

| Auswertung | Reibung $\mu = 0,1$ | Reibung $\mu = 0,2$ | Reibung $\mu = 0,3$ | Reibung $\mu = 0,4$ | Reibung $\mu = 0,5$ | Reibung $\mu = 0,6$ |
|------------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| $P_{res,x,mittel}$ [kN] | 33,35 | 35,21 | 38,64 | 38,62 | 37,95 | 38,37 |
| $\Sigma P_{res,x}$ [kN] | 533,55 | 563,42 | 618,18 | 617,98 | 607,24 | 613,91 |
| $e_{res,y,mittel}$ [mm] | 9,60 | 7,25 | 5,00 | 4,83 | 4,59 | 4,89 |
| $e_{res,y,mittel}$ [e_x] | 0,096 | 0,073 | 0,050 | 0,048 | 0,046 | 0,049 |

Auswertung der Stahldübel-Beanspruchungen für POCL 40

Lastzugewandte Seite

| $P_{res,1}$ [kN] | $\mu = 0,1$ | $\mu = 0,2$ | $\mu = 0,3$ | $\mu = 0,4$ | $\mu = 0,5$ | $\mu = 0,6$ |
|------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| Stahldübel 1 | 26,13 | 27,19 | 28,06 | 28,35 | 28,53 | 28,23 |
| Stahldübel 2 | 24,57 | 25,98 | 27,74 | 28,00 | 27,89 | 28,35 |
| Stahldübel 3 | 23,59 | 25,41 | 28,02 | 28,67 | 28,71 | 28,79 |
| Stahldübel 4 | 23,46 | 25,32 | 27,01 | 28,78 | 28,86 | 28,82 |
| Summe | 391,02 | 415,54 | 443,30 | 455,19 | 455,95 | 456,78 |

| β_1 [°] | $\mu = 0,1$ | $\mu = 0,2$ | $\mu = 0,3$ | $\mu = 0,4$ | $\mu = 0,5$ | $\mu = 0,6$ |
|---------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| Stahldübel 1 | 19,86 | 22,63 | 25,33 | 26,07 | 26,03 | 26,57 |
| Stahldübel 2 | 16,40 | 20,09 | 24,41 | 26,38 | 25,75 | 26,24 |
| Stahldübel 3 | 15,22 | 19,71 | 24,57 | 27,69 | 27,08 | 26,98 |
| Stahldübel 4 | 12,85 | 18,34 | 23,99 | 27,36 | 27,22 | 27,37 |
| Mittelwert | 16,08 | 20,19 | 24,58 | 26,88 | 26,52 | 26,79 |

| $e_{res,1}$ [mm] | $\mu = 0,1$ | $\mu = 0,2$ | $\mu = 0,3$ | $\mu = 0,4$ | $\mu = 0,5$ | $\mu = 0,6$ |
|------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| Stahldübel 1 | 6,19 | 5,06 | 3,97 | 3,48 | 3,51 | 3,35 |
| Stahldübel 2 | 7,49 | 5,98 | 4,18 | 3,40 | 3,48 | 3,14 |
| Stahldübel 3 | 8,04 | 6,04 | 3,64 | 2,46 | 2,82 | 2,75 |
| Stahldübel 4 | 8,95 | 7,01 | 4,55 | 2,87 | 2,97 | 2,82 |
| Mittelwert | 7,67 | 6,02 | 4,08 | 3,05 | 3,20 | 3,02 |

Lastabgewandte Seite

| $P_{res,2}$ [kN] | $\mu = 0,1$ | $\mu = 0,2$ | $\mu = 0,3$ | $\mu = 0,4$ | $\mu = 0,5$ | $\mu = 0,6$ |
|------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| Stahldübel 1 | 3,50 | 3,25 | 3,05 | 3,00 | 2,98 | 3,01 |
| Stahldübel 2 | 3,65 | 3,37 | 3,01 | 2,96 | 2,95 | 3,00 |
| Stahldübel 3 | 3,77 | 3,45 | 3,12 | 2,95 | 2,93 | 2,95 |
| Stahldübel 4 | 3,90 | 3,62 | 3,24 | 2,94 | 2,88 | 2,93 |
| Summe | 59,27 | 54,77 | 49,69 | 47,37 | 46,96 | 47,56 |

| β_2 [°] | $\mu = 0,1$ | $\mu = 0,2$ | $\mu = 0,3$ | $\mu = 0,4$ | $\mu = 0,5$ | $\mu = 0,6$ |
|---------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| Stahldübel 1 | 6,94 | 5,32 | 3,18 | 3,85 | 2,61 | 2,86 |
| Stahldübel 2 | 7,63 | 7,23 | 7,15 | 5,35 | 5,11 | 5,74 |
| Stahldübel 3 | 9,22 | 8,44 | 8,00 | 6,94 | 6,14 | 6,32 |
| Stahldübel 4 | 10,87 | 10,33 | 10,85 | 9,61 | 8,03 | 9,87 |
| Mittelwert | 8,67 | 7,83 | 7,29 | 6,44 | 5,47 | 6,20 |

| $e_{res,2}$ [mm] | $\mu = 0,1$ | $\mu = 0,2$ | $\mu = 0,3$ | $\mu = 0,4$ | $\mu = 0,5$ | $\mu = 0,6$ |
|------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| Stahldübel 1 | 26,33 | 25,84 | 25,13 | 25,53 | 24,87 | 25,05 |
| Stahldübel 2 | 26,42 | 26,60 | 27,06 | 26,32 | 26,23 | 26,52 |
| Stahldübel 3 | 27,06 | 27,03 | 27,32 | 27,17 | 26,77 | 26,84 |
| Stahldübel 4 | 27,61 | 27,70 | 28,53 | 28,47 | 27,81 | 28,64 |
| Mittelwert | 26,85 | 26,79 | 27,01 | 26,87 | 26,42 | 26,76 |

Gesamtresultierende und Lastangriffshöhe der Horizontalkomponente

| $P_{res,x}$ [kN] | $\mu = 0,1$ | $\mu = 0,2$ | $\mu = 0,3$ | $\mu = 0,4$ | $\mu = 0,5$ | $\mu = 0,6$ |
|------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| Stahldübel 1 | 24,15 | 24,79 | 25,19 | 25,26 | 25,50 | 25,10 |
| Stahldübel 2 | 23,09 | 23,97 | 24,88 | 24,81 | 24,86 | 25,13 |
| Stahldübel 3 | 22,16 | 23,41 | 25,04 | 25,03 | 25,25 | 25,34 |
| Stahldübel 4 | 22,14 | 23,38 | 24,07 | 25,07 | 25,26 | 25,09 |
| Mittelwert | 22,88 | 23,89 | 24,80 | 25,04 | 25,22 | 25,16 |
| Summe | 366,16 | 382,23 | 396,76 | 400,68 | 403,47 | 402,63 |

| $P_{res,y}$ [kN] | $\mu = 0,1$ | $\mu = 0,2$ | $\mu = 0,3$ | $\mu = 0,4$ | $\mu = 0,5$ | $\mu = 0,6$ |
|------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| Stahldübel 1 | 5,40 | 7,22 | 8,96 | 9,47 | 9,54 | 9,62 |
| Stahldübel 2 | 3,33 | 5,58 | 8,47 | 9,50 | 9,18 | 9,55 |
| Stahldübel 3 | 2,47 | 5,15 | 8,56 | 10,40 | 10,16 | 10,13 |
| Stahldübel 4 | 1,39 | 4,41 | 7,80 | 10,32 | 10,35 | 10,36 |
| Mittelwert | 3,15 | 5,59 | 8,45 | 9,92 | 9,81 | 9,92 |
| Summe | 50,34 | 89,44 | 135,17 | 158,76 | 156,91 | 158,65 |

| $e_{res,y}$ [mm] | $\mu = 0,1$ | $\mu = 0,2$ | $\mu = 0,3$ | $\mu = 0,4$ | $\mu = 0,5$ | $\mu = 0,6$ |
|------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| Stahldübel 1 | 2,89 | 2,15 | 1,38 | 0,87 | 1,02 | 0,76 |
| Stahldübel 2 | 3,80 | 2,74 | 1,38 | 0,70 | 0,80 | 0,38 |
| Stahldübel 3 | 3,95 | 2,57 | 0,67 | -0,38 | 0,10 | 0,01 |
| Stahldübel 4 | 4,62 | 3,30 | 1,27 | -0,05 | 0,23 | -0,11 |
| Mittelwert | 3,81 | 2,69 | 1,17 | 0,29 | 0,54 | 0,26 |

| $e_{res,y}$ [e_x] | $\mu = 0,1$ | $\mu = 0,2$ | $\mu = 0,3$ | $\mu = 0,4$ | $\mu = 0,5$ | $\mu = 0,6$ |
|-----------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| Stahldübel 1 | 0,029 | 0,022 | 0,014 | 0,009 | 0,010 | 0,008 |
| Stahldübel 2 | 0,038 | 0,027 | 0,014 | 0,007 | 0,008 | 0,004 |
| Stahldübel 3 | 0,039 | 0,026 | 0,007 | -0,004 | 0,001 | 0,000 |
| Stahldübel 4 | 0,046 | 0,033 | 0,013 | 0,000 | 0,002 | -0,001 |
| Mittelwert | 0,038 | 0,027 | 0,012 | 0,003 | 0,005 | 0,003 |

Zusammenfassung der Ergebnisse

| Auswertung | Reibung $\mu = 0,1$ | Reibung $\mu = 0,2$ | Reibung $\mu = 0,3$ | Reibung $\mu = 0,4$ | Reibung $\mu = 0,5$ | Reibung $\mu = 0,6$ |
|------------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| $P_{res,x,mittel}$ [kN] | 22,88 | 23,89 | 24,80 | 25,04 | 25,22 | 25,16 |
| $\Sigma P_{res,x}$ [kN] | 366,16 | 382,23 | 396,76 | 400,68 | 403,47 | 402,63 |
| $e_{res,y,mittel}$ [mm] | 3,81 | 2,69 | 1,17 | 0,29 | 0,54 | 0,26 |
| $e_{res,y,mittel}$ [e_x] | 0,038 | 0,027 | 0,012 | 0,003 | 0,005 | 0,003 |

Ergebnisse der abschließenden Parameterstudie

Tabellarische Zusammenstellung der Untersuchungsparameter und Ergebnisse

| Bezeichnung | Stahleigenschaften | | | Betoneigenschaften | | | Ergebnisse | | |
|-------------|--------------------|-------------------------------|-------------------------------|--------------------|----------------------------------|-----------------------------------|----------------------|-----------------------|-----------|
| | t_{CL} [mm] | f_y [N/mm ²] | f_u [N/mm ²] | t_c [mm] | f_{cm} [N/mm ²] | f_{ctm} [N/mm ²] | $P_{max,FE}$ [kN] | δ_{uk} [mm] | Versagen |
| FE-3-20-1 | 3 | 176,1 | 255,3 | 20 | 200 | 10 | 257 | 7,29 | Stahl |
| FE-3-20-2 | 3 | 362,9 | 527,0 | 20 | 200 | 10 | 351 | 2,72 | Abscheren |
| FE-3-20-3 | 3 | - | - | 20 | 200 | 10 | 368 | - | Abscheren |
| FE-3-30-1 | 3 | - | - | 30 | 200 | 6 | 420 | - | Abscheren |
| FE-3-30-2 | 3 | - | - | 30 | 200 | 8 | 498 | - | Abscheren |
| FE-3-30-3 | 3 | 176,1 | 255,3 | 30 | 200 | 10 | 285 | 10,12 | Stahl |
| FE-3-30-4 | 3 | 362,9 | 527,0 | 30 | 200 | 10 | 418 | 6,06 | Stahl |
| FE-3-30-5 | 3 | - | - | 30 | 200 | 10 | 566 | - | Abscheren |
| FE-3-40-1 | 3 | 176,1 | 255,3 | 40 | 200 | 10 | 298 | 13,59 | Stahl |
| FE-3-40-2 | 3 | 362,9 | 527,0 | 40 | 200 | 10 | 448 | 8,92 | Stahl |
| FE-3-40-3 | 3 | - | - | 40 | 200 | 10 | 697 | - | Abscheren |
| FE-3-50-1 | 3 | 176,1 | 255,3 | 50 | 200 | 10 | 325 | 12,51 | Stahl |
| FE-3-50-2 | 3 | 362,9 | 527,0 | 50 | 200 | 10 | 459 | 9,36 | Stahl |
| FE-3-50-3 | 3 | - | - | 50 | 200 | 10 | 810 | - | Spalten |
| FE-3-60-1 | 3 | 176,1 | 255,3 | 60 | 200 | 10 | 336 | 13,86 | Stahl |
| FE-3-60-2 | 3 | 362,9 | 527,0 | 60 | 200 | 10 | 479 | 9,59 | Stahl |
| FE-3-60-3 | 3 | - | - | 60 | 200 | 10 | 915 | - | Spalten |
| FE-3-80-1 | 3 | - | - | 80 | 200 | 6 | 778 | - | Spalten |
| FE-3-80-2 | 3 | - | - | 80 | 200 | 8 | 943 | - | Spalten |
| FE-3-80-3 | 3 | 176,1 | 255,3 | 80 | 200 | 10 | 374 | 16,38 | Stahl |
| FE-3-80-4 | 3 | 362,9 | 527,0 | 80 | 200 | 10 | 514 | 13,65 | Stahl |
| FE-3-100-1 | 3 | - | - | 100 | 200 | 6 | 896 | - | Spalten |
| FE-3-100-2 | 3 | - | - | 100 | 200 | 8 | 1072 | - | Spalten |
| FE-3-100-3 | 3 | 176,1 | 255,3 | 100 | 200 | 10 | 423 | 17,28 | Stahl |
| FE-3-100-4 | 3 | 362,9 | 527,0 | 100 | 200 | 10 | 561 | 14,04 | Stahl |
| FE-3-100-5 | 3 | - | - | 100 | 200 | 10 | 1234 | - | Spalten |
| FE-5-20-1 | 5 | 176,1 | 255,3 | 20 | 200 | 10 | 360 | 2,59 | Abscheren |
| FE-5-20-2 | 5 | 362,9 | 527,0 | 20 | 200 | 10 | 381 | 0,92 | Abscheren |
| FE-5-20-3 | 5 | - | - | 20 | 200 | 10 | 370 | - | Abscheren |
| FE-5-30-1 | 5 | - | - | 30 | 200 | 6 | 426 | - | Abscheren |
| FE-5-30-2 | 5 | - | - | 30 | 200 | 8 | 507 | - | Abscheren |
| FE-5-30-3 | 5 | 176,1 | 255,3 | 30 | 200 | 10 | 432 | 5,53 | Stahl |
| FE-5-30-4 | 5 | 362,9 | 527,0 | 30 | 200 | 10 | 571 | 2,28 | Abscheren |
| FE-5-30-5 | 5 | - | - | 30 | 200 | 10 | 575 | - | Abscheren |
| FE-5-40-1 | 5 | 176,1 | 255,3 | 40 | 200 | 10 | 463 | 7,87 | Stahl |
| FE-5-40-2 | 5 | - | - | 40 | 200 | 10 | 741 | - | Abscheren |
| FE-5-50-1 | 5 | 176,1 | 255,3 | 50 | 200 | 10 | 481 | 9,59 | Stahl |
| FE-5-50-2 | 5 | 362,9 | 527,0 | 50 | 200 | 10 | 651 | 4,53 | Stahl |
| FE-5-50-3 | 5 | - | - | 50 | 200 | 10 | 830 | - | Spalten |
| FE-5-60-1 | 5 | 176,1 | 255,3 | 60 | 200 | 10 | 499 | 9,72 | Stahl |
| FE-5-60-2 | 5 | 362,9 | 527,0 | 60 | 200 | 10 | 689 | 5,47 | Stahl |
| FE-5-60-3 | 5 | - | - | 60 | 200 | 10 | 920 | - | Spalten |
| FE-5-80-1 | 5 | - | - | 80 | 200 | 6 | 850 | - | Spalten |
| FE-5-80-2 | 5 | - | - | 80 | 200 | 8 | 987 | - | Spalten |

Tabellarische Zusammenstellung der Untersuchungsparameter und Ergebnisse (Fortsetzung)

| Bezeichnung | Stahleigenschaften | | | Beteigenschaften | | | Ergebnisse | | |
|--------------|--------------------|-------------------------------|-------------------------------|------------------|----------------------------------|-----------------------------------|----------------------|-----------------------|-----------|
| | t_{CL} [mm] | f_y [N/mm ²] | f_u [N/mm ²] | t_c [mm] | f_{cm} [N/mm ²] | f_{ctm} [N/mm ²] | $P_{max,FE}$ [kN] | δ_{uk} [mm] | Versagen |
| FE-5-80-3 | 5 | 176,1 | 255,3 | 80 | 200 | 10 | 533 | 13,93 | Stahl |
| FE-5-80-4 | 5 | 269,5 | 406,0 | 80 | 200 | 10 | 651 | 7,30 | Stahl |
| FE-5-80-5 | 5 | 362,9 | 527,0 | 80 | 200 | 10 | 761 | 7,87 | Stahl |
| FE-5-80-6 | 5 | - | - | 80 | 200 | 10 | 1103 | - | Spalten |
| FE-5-100-1 | 5 | - | - | 100 | 200 | 6 | 996 | - | Spalten |
| FE-5-100-2 | 5 | - | - | 100 | 200 | 8 | 1151 | - | Spalten |
| FE-5-100-3 | 5 | 176,1 | 255,3 | 100 | 200 | 10 | 585 | 14,82 | Stahl |
| FE-5-100-4 | 5 | 269,5 | 406,0 | 100 | 200 | 10 | 707,9 | 6,10 | Stahl |
| FE-5-100-5 | 5 | 362,9 | 527,0 | 100 | 200 | 10 | 820 | 8,06 | Stahl |
| FE-5-100-6 | 5 | - | - | 100 | 200 | 10 | 1297 | - | Spalten |
| FE-7,5-20-1 | 7,5 | 176,1 | 255,3 | 20 | 200 | 10 | 354 | 0,92 | Abscheren |
| FE-7,5-20-2 | 7,5 | 362,9 | 527,0 | 20 | 200 | 10 | 353 | 0,79 | Abscheren |
| FE-7,5-20-3 | 7,5 | - | - | 20 | 200 | 10 | 363 | - | Abscheren |
| FE-7,5-30-1 | 7,5 | - | - | 30 | 200 | 6 | 434 | - | Abscheren |
| FE-7,5-30-2 | 7,5 | - | - | 30 | 200 | 8 | 504 | - | Abscheren |
| FE-7,5-30-3 | 7,5 | 176,1 | 255,3 | 30 | 200 | 10 | 516 | 3,01 | Abscheren |
| FE-7,5-30-4 | 7,5 | 362,9 | 527,0 | 30 | 200 | 10 | 617 | 1,14 | Abscheren |
| FE-7,5-30-5 | 7,5 | - | - | 30 | 200 | 10 | 580 | - | Abscheren |
| FE-7,5-40-1 | 7,5 | 176,1 | 255,3 | 40 | 200 | 10 | 572 | 4,17 | Stahl |
| FE-7,5-40-2 | 7,5 | 362,9 | 527,0 | 40 | 200 | 10 | 742 | 1,87 | Abscheren |
| FE-7,5-40-3 | 7,5 | - | - | 40 | 200 | 10 | 790 | - | Abscheren |
| FE-7,5-50-1 | 7,5 | 176,1 | 255,3 | 50 | 200 | 10 | 602 | 4,28 | Stahl |
| FE-7,5-50-2 | 7,5 | 362,9 | 527,0 | 50 | 200 | 10 | 797 | 2,64 | Spalten |
| FE-7,5-50-3 | 7,5 | - | - | 50 | 200 | 10 | 875 | - | Spalten |
| FE-7,5-60-1 | 7,5 | 176,1 | 255,3 | 60 | 200 | 10 | 631 | 7,37 | Stahl |
| FE-7,5-60-2 | 7,5 | 362,9 | 527,0 | 60 | 200 | 10 | 830 | 2,64 | Spalten |
| FE-7,5-60-3 | 7,5 | - | - | 60 | 200 | 10 | 961 | - | Spalten |
| FE-7,5-80-1 | 7,5 | - | - | 80 | 200 | 6 | 886 | - | Spalten |
| FE-7,5-80-2 | 7,5 | - | - | 80 | 200 | 8 | 1021 | - | Spalten |
| FE-7,5-80-3 | 7,5 | 176,1 | 255,3 | 80 | 200 | 10 | 675 | 9,25 | Stahl |
| FE-7,5-80-4 | 7,5 | 362,9 | 527,0 | 80 | 200 | 10 | 927 | 4,37 | Stahl |
| FE-7,5-80-5 | 7,5 | - | - | 80 | 200 | 10 | 1140 | - | Spalten |
| FE-7,5-100-1 | 7,5 | - | - | 100 | 200 | 6 | 993 | - | Spalten |
| FE-7,5-100-2 | 7,5 | - | - | 100 | 200 | 8 | 1153 | - | Spalten |
| FE-7,5-100-3 | 7,5 | 176,1 | 255,3 | 100 | 200 | 10 | 725 | 12,42 | Stahl |
| FE-7,5-100-4 | 7,5 | 362,9 | 527,0 | 100 | 200 | 10 | 1004 | 6,00 | Stahl |
| FE-7,5-100-5 | 7,5 | - | - | 100 | 200 | 10 | 1306 | - | Spalten |
| FE-10-30-1 | 10 | - | - | 30 | 200 | 6 | 395 | - | Abscheren |
| FE-10-30-2 | 10 | - | - | 30 | 200 | 8 | 487 | - | Abscheren |
| FE-10-30-3 | 10 | 176,1 | 255,3 | 30 | 200 | 10 | 577 | 1,45 | Abscheren |
| FE-10-30-4 | 10 | 362,9 | 527,0 | 30 | 200 | 10 | 574 | 0,90 | Abscheren |
| FE-10-30-5 | 10 | - | - | 30 | 200 | 10 | 568 | - | Abscheren |
| FE-10-40-1 | 10 | 176,1 | 255,3 | 40 | 200 | 10 | 674 | 2,89 | Abscheren |
| FE-10-40-2 | 10 | 362,9 | 527,0 | 40 | 200 | 10 | 797 | 1,25 | Abscheren |

Tabellarische Zusammenstellung der Untersuchungsparameter und Ergebnisse (Fortsetzung)

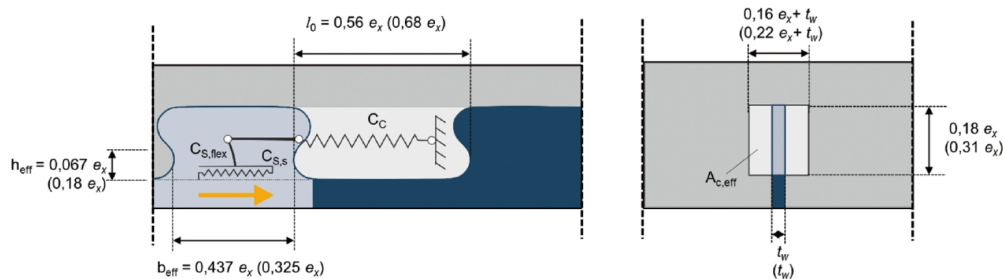
| Bezeichnung | Stahleigenschaften | | | Betoneigenschaften | | | Ergebnisse | | |
|---------------|--------------------|-------------------------------|-------------------------------|--------------------|----------------------------------|-----------------------------------|----------------------|-----------------------|-----------|
| | t_{CL} [mm] | f_y [N/mm ²] | f_u [N/mm ²] | t_c [mm] | f_{cm} [N/mm ²] | f_{ctm} [N/mm ²] | $P_{max,FE}$ [kN] | δ_{uk} [mm] | Versagen |
| FE-10-40-3 | 10 | - | - | 40 | 200 | 10 | 795 | - | Abscheren |
| FE-10-50-1 | 10 | 176,1 | 255,3 | 50 | 200 | 10 | 714 | 4,38 | Stahl |
| FE-10-50-2 | 10 | 362,9 | 527,0 | 50 | 200 | 10 | 889 | 1,64 | Spalten |
| FE-10-50-3 | 10 | - | - | 50 | 200 | 10 | 910 | - | Abscheren |
| FE-10-60-1 | 10 | 176,1 | 255,3 | 60 | 200 | 10 | 755 | 6,08 | Stahl |
| FE-10-60-2 | 10 | 362,9 | 527,0 | 60 | 200 | 10 | 928 | 2,05 | Spalten |
| FE-10-60-3 | 10 | - | - | 60 | 200 | 10 | 965 | - | Spalten |
| FE-10-80-1 | 10 | 176,1 | 255,3 | 80 | 200 | 10 | 822 | 9,18 | Stahl |
| FE-10-80-2 | 10 | 362,9 | 527,0 | 80 | 200 | 10 | 1014 | 2,20 | Spalten |
| FE-10-80-3 | 10 | - | - | 80 | 200 | 10 | 1129 | - | Spalten |
| FE-10-100-1 | 10 | 176,1 | 255,3 | 100 | 200 | 10 | 867 | 7,62 | Stahl |
| FE-10-100-2 | 10 | - | - | 100 | 200 | 10 | 1307 | - | Spalten |
| FE-12,5-30-1 | 12,5 | - | - | 30 | 200 | 6 | 392 | - | Abscheren |
| FE-12,5-30-2 | 12,5 | - | - | 30 | 200 | 8 | 460 | - | Abscheren |
| FE-12,5-30-3 | 12,5 | 176,1 | 255,3 | 30 | 200 | 10 | 537 | 1,09 | Abscheren |
| FE-12,5-30-4 | 12,5 | 362,9 | 527,0 | 30 | 200 | 10 | 553 | 0,81 | Abscheren |
| FE-12,5-30-5 | 12,5 | - | - | 30 | 200 | 10 | 537 | - | Abscheren |
| FE-12,5-40-1 | 12,5 | 176,1 | 255,3 | 40 | 200 | 10 | 737 | 2,31 | Abscheren |
| FE-12,5-40-2 | 12,5 | 362,9 | 527,0 | 40 | 200 | 10 | 784 | 1,12 | Abscheren |
| FE-12,5-40-3 | 12,5 | - | - | 40 | 200 | 10 | 788 | - | Abscheren |
| FE-12,5-50-1 | 12,5 | 176,1 | 255,3 | 50 | 200 | 10 | 797 | 4,21 | Stahl |
| FE-12,5-50-2 | 12,5 | 362,9 | 527,0 | 50 | 200 | 10 | 911 | 1,28 | Abscheren |
| FE-12,5-50-3 | 12,5 | - | - | 50 | 200 | 10 | 918 | - | Abscheren |
| FE-12,5-60-1 | 12,5 | 176,1 | 255,3 | 60 | 200 | 10 | 842 | 6,06 | Stahl |
| FE-12,5-60-2 | 12,5 | 362,9 | 527,0 | 60 | 200 | 10 | 986 | 1,55 | Spalten |
| FE-12,5-60-3 | 12,5 | - | - | 60 | 200 | 10 | 1009 | - | Spalten |
| FE-12,5-80-1 | 12,5 | - | - | 80 | 200 | 6 | 925 | - | Spalten |
| FE-12,5-80-2 | 12,5 | 176,1 | 255,3 | 80 | 200 | 10 | 924 | 9,19 | Stahl |
| FE-12,5-80-3 | 12,5 | 362,9 | 527,0 | 80 | 200 | 10 | 1088 | 2,05 | Spalten |
| FE-12,5-80-4 | 12,5 | - | - | 80 | 200 | 8 | 1060 | - | Spalten |
| FE-12,5-80-5 | 12,5 | - | - | 80 | 200 | 10 | 1189 | - | Spalten |
| FE-12,5-100-1 | 12,5 | - | - | 100 | 200 | 6 | 1016 | - | Spalten |
| FE-12,5-100-2 | 12,5 | - | - | 100 | 200 | 8 | 1176 | - | Spalten |
| FE-12,5-100-3 | 12,5 | 176,1 | 255,3 | 100 | 200 | 10 | 993 | 12,02 | Stahl |
| FE-12,5-100-4 | 12,5 | 362,9 | 527,0 | 100 | 200 | 10 | 1235 | 2,55 | Spalten |
| FE-12,5-100-5 | 12,5 | - | - | 100 | 200 | 10 | 1343 | - | Spalten |

A.6 Auswertung der Steifigkeit

Herleitung des mechanischen Modells

Die Steifigkeit der eigenen Versuchskörper mit Maßnahmen zur Reduktion der Adhäsion wird in diesem Abschnitt mit der Vorhersage eines mechanischen Federmodells zur Ermittlung der Steifigkeit einer Verbunddübelleiste nach [Gal14] verglichen.

Der Aufbau des Modells ist in der folgenden Abbildung aus [CH17] schematisch erläutert. Es sieht eine Reihenschaltung von drei Federn zur Berücksichtigung der Biegung des Stahldübels $c_{S,flex}$, der Schubverformung des Stahldübels $c_{S,s}$ und zur Stauung des Betondübels c_c vor. Die Angaben in Klammern gelten für die Klothoidenleiste, die übrigen für die Puzzleleiste.



Die Berechnung der Gesamtsteifigkeit der Verbunddübelleiste c_D ergibt sich dann durch die folgenden Gleichungen:

$$c_D = \left(\frac{1}{c_{S,flex}} + \frac{1}{c_{S,s}} + \frac{1}{c_c} \right)^{-1}$$

$$c_{S,flex} = \frac{3 \cdot E_s \cdot I_{eff}}{h_{eff}^3} = \frac{3 \cdot E_s \cdot \frac{b_{eff}^3 \cdot t_w}{12}}{h_{eff}^3}$$

$$c_{S,s} = \frac{2/3 \cdot G_s \cdot b_{eff} \cdot t_w}{h_{eff}}$$

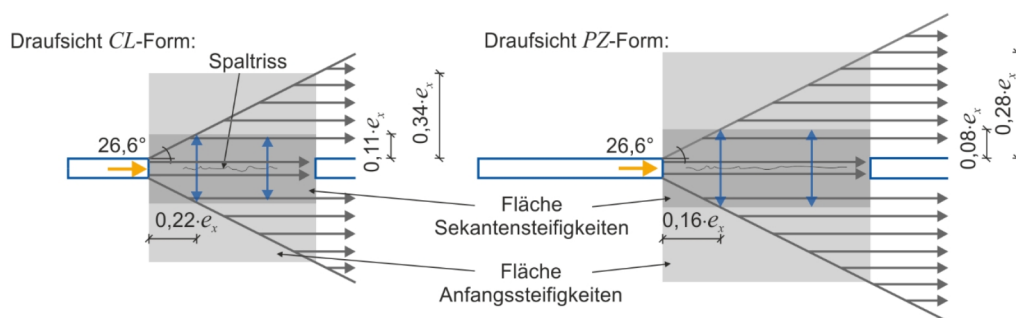
$$c_{c,s} = \frac{E_c \cdot A_{c,eff}}{l_0}$$

mit:

| | |
|--------------|---|
| $c_{D,t}$ | theoretische Steifigkeit eines Verbundübels [N/mm] |
| $c_{S,flex}$ | Biegesteifigkeit eines Stahldübels [N/mm] |
| $c_{S,s}$ | Schubsteifigkeit eines Stahldübels [N/mm] |
| $c_{c,c}$ | Dehnsteifigkeit eines Betondübels [N/mm] |
| E_s | Elastizitätsmodul der Verbunddübelleiste [N/mm ²] |
| b_{eff} | effektive Breite eines Stahldübels [mm] |
| h_{eff} | effektive Höhe eines Stahldübels [mm] |
| t_w | Blechdicke der Verbunddübelleiste [mm] |
| G_s | Schubmodul der Verbunddübelleiste [N/mm ²] |
| $A_{c,eff}$ | effektive Fläche des Betondübels [N/mm ²] |
| l_0 | Länge des Betondübels bzw. der Betonfeder [mm] |

Die Biegesteifigkeit der Verbunddübelleiste wird demnach über die geometrischen Randbedingungen sowie über die Höhe des Hebelarms h_{eff} bestimmt. Die Schubsteifigkeit des Stahldübels ergibt sich unter der Annahme einer parabelförmigen Schubspannungsverteilung im Stahldübel und zur Ermittlung der Steifigkeit des Betondübels wird eine effektive Betonfläche $A_{c,eff}$ sowie die Länge der Betonfeder l_0 definiert.

Die Angaben zur effektiven Betonfläche in der obigen Abbildung gelten für den gerissenen Zustand des Betons, mit dem sich die Sekantensteigung bei 70% der Traglast abschätzen lässt. Zur Berechnung der Tangentensteifigkeit wird nach [Gal14] eine größere Fläche $A_{c,eff}$ definiert, die der folgenden Abbildung aus [Gal14] entnommen werden kann.



Der Vergleich der unteren Steifigkeiten c_u entsprechend der Angaben in den Datenblättern von Anhang A.3 erfolgt mit der Tangentensteifigkeit und somit unter Berücksichtigung der Betonfläche $A_{c,eff}$ für die Anfangssteifigkeit. Die Umrechnung von Schubmodul zu E-Modul des Stahls erfolgt mit Ansatz der Querdehnzahl 0,3.

Die theoretischen Steifigkeiten der Verbunddübelleisten mit Puzzleform wurden ebenfalls mit Hilfe der geometrischen Vorgaben für die Klothoidenform durchgeführt, da es ansonsten zu einer deutlichen Überschätzung der tatsächlichen Steifigkeit kam. Eine leichte Überschätzung der Steifigkeit für große E-Module des Betons wurde bereits in [Gal14] dokumentiert. Dieser Effekt scheint aus der geringeren Betonschädigung für Verbunddübelleisten mit Puzzleform in UHPC zu resultieren, wodurch die Stahlverformungen und -steifigkeiten der Puzzleleisten überschätzt werden.

In der folgenden Tabelle werden die für einen Verbunddübel gemessenen Steifigkeiten der eigenen Versuche mit reduzierter Adhäsion $c_{u,D}$ den theoretischen Steifigkeiten $c_{D,t}$ nach dem gerade erläuterten Modell gegenübergestellt. Zusätzlich werden die Mittelwerte \bar{x} und die Variationskoeffizienten v angegeben.

Auswertung der Steifigkeiten

| Alle Versuche mit reduzierter Adhäsion | | | | Betonversagen | Stahlversagen |
|--|----------------|----------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| Bezeichnung | $c_{u,D}$ [kN] | $c_{D,t}$ [kN] | $c_{u,D}/c_{D,t}$ [-] | $c_{u,D}/c_{D,t}$ [-] | $c_{u,D}/c_{D,t}$ [-] |
| POCL 22-1 | 686 | 525 | 1,31 | | 1,31 |
| POCL 22-2 | 508 | 525 | 0,97 | | 0,97 |
| POCL 24-1 | 131 | 165 | 0,79 | | 0,79 |
| POCL 24-2 | 88 | 165 | 0,54 | | 0,54 |
| POCL 26-1 | 136 | 165 | 0,83 | | 0,83 |
| POCL 26-2 | 95 | 165 | 0,57 | | 0,57 |
| POCL 30-1 | 526 | 306 | 1,72 | | 1,72 |
| POCL 32-1 | 316 | 303 | 1,04 | | 1,04 |
| POCL 32-2 | 329 | 303 | 1,08 | | 1,08 |
| POCL 33-1 | 321 | 303 | 1,06 | | 1,06 |
| POCL 33-2 | 265 | 303 | 0,87 | | 0,87 |
| POCL 35-1 | 311 | 303 | 1,03 | | 1,03 |
| POCL 35-2 | 283 | 303 | 0,93 | | 0,93 |
| POCL 38-1 | 390 | 523 | 0,75 | 0,75 | |
| POCL 38-2 | 452 | 523 | 0,86 | 0,86 | |
| POCL 39-1 | 470 | 523 | 0,90 | | 0,90 |
| POCL 39-2 | 459 | 523 | 0,88 | | 0,88 |
| POCL 40-1 | 186 | 195 | 0,95 | | 0,95 |
| POCL 40-2 | 236 | 195 | 1,21 | | 1,21 |
| POCL 41-1 | 157 | 195 | 0,80 | | 0,80 |
| POCL 41-2 | 214 | 195 | 1,10 | | 1,10 |
| POCL 42-1 | 326 | 530 | 0,61 | 0,61 | |
| POCL 42-2 | 349 | 530 | 0,66 | 0,66 | |
| POCL 45-1 | 483 | 531 | 0,91 | 0,91 | |
| POCL 45-2 | 472 | 531 | 0,89 | 0,89 | |
| POCL 47-1 | 308 | 303 | 1,02 | | 1,02 |
| POCL 47-2 | 297 | 303 | 0,98 | | 0,98 |
| POCL 50-1 | 466 | 530 | 0,88 | 0,88 | |
| POCL 50-2 | 627 | 530 | 1,18 | 1,18 | |
| POCL 51-1 | 552 | 513 | 1,08 | 1,08 | |
| POCL 51-2 | 586 | 513 | 1,14 | 1,14 | |
| POCL 52-1 | 360 | 306 | 1,17 | | 1,17 |
| POCL 52-2 | 467 | 306 | 1,53 | | 1,53 |
| POCL 53-1 | 209 | 200 | 1,04 | | 1,04 |
| POCL 53-2 | 234 | 200 | 1,17 | | 1,17 |
| POPZ 1-1 | 203 | 195 | 1,04 | | 1,04 |
| POPZ 1-2 | 225 | 195 | 1,15 | | 1,15 |
| POPZ 2-1 | 436 | 545 | 0,80 | 0,80 | |
| POPZ 2-2 | 498 | 545 | 0,91 | 0,91 | |
| $\bar{x} =$ | 350 | 359 | 0,98 | 0,89 | 1,03 |
| $v =$ | | | 0,238 | 0,199 | 0,240 |

A.7 Datenbasis zur Auswertung der Push-Out Versuche

Stahlversagen Tabelle 1

| Autor bzw. Quelle | Bezeichnung | Dübelform | t_c [mm] | $f_{cm,cyl}$ [N/mm ²] | Stabstahl-Bewehrung | t_w [mm] | f_y [N/mm ²] | e_x [mm] | P_{max} [kN/Dübel] | δ_{uk} [mm] |
|-------------------|-------------|-----------|------------|-----------------------------------|---------------------|------------|----------------------------|------------|----------------------|--------------------|
| PO-Versuch | POCL 1-1 | CL | 60 | 133,0* | mit | 5 | 417,0 | 100 | 83,6 | 5,7 |
| PO-Versuch | POCL 1-2 | CL | 60 | 133,0* | mit | 5 | 417,0 | 100 | 77,6 | 6,3 |
| PO-Versuch | POCL 14-1 | CL | 60 | 163,6 | ohne | 5 | 331,8 | 100 | 71,8 | 3,8 |
| PO-Versuch | POCL 14-2 | CL | 60 | 163,6 | ohne | 5 | 331,8 | 100 | 80,0 | 6,0 |
| PO-Versuch | POCL 15-1 | CL | 60 | 163,6 | ohne | 5 | 331,8 | 100 | 74,9 | 5,7 |
| PO-Versuch | POCL 15-2 | CL | 60 | 163,6 | ohne | 5 | 331,8 | 100 | 72,1 | 4,8 |
| PO-Versuch | POCL 16-1 | CL | 60 | 178,2 | ohne | 5 | 331,8 | 100 | 69,9 | 3,5 |
| PO-Versuch | POCL 16-2 | CL | 60 | 178,2 | ohne | 5 | 331,8 | 100 | 78,2 | 7,1 |
| PO-Versuch | POCL 17-1 | CL | 60 | 167,5 | ohne | 5 | 331,8 | 100 | 72,5 | 4,0 |
| PO-Versuch | POCL 17-2 | CL | 60 | 167,5 | ohne | 5 | 331,8 | 100 | 71,1 | 3,1 |
| PO-Versuch | POCL 19-1 | CL | 60 | 151,0 | ohne | 5 | 331,8 | 100 | 66,5 | 3,5 |
| PO-Versuch | POCL 19-2 | CL | 60 | 151,0 | ohne | 5 | 331,8 | 100 | 68,0 | 3,4 |
| PO-Versuch | POCL 20-1 | CL | 60 | 165,6 | ohne | 5 | 331,8 | 100 | 73,3 | 2,7 |
| PO-Versuch | POCL 20-2 | CL | 60 | 165,6 | ohne | 5 | 331,8 | 100 | 74,4 | 4,4 |
| PO-Versuch | POCL 22-1 | CL | 60 | 154,6 | mit | 10 | 379,8 | 100 | 122,3 | 4,5 |
| PO-Versuch | POCL 22-2 | CL | 60 | 154,6 | mit | 10 | 379,8 | 100 | 118,5 | 4,5 |
| PO-Versuch | POCL 24-1 | CL | 60 | 149,5 | ohne | 3 | 176,1 | 100 | 40,6 | 31,7 |
| PO-Versuch | POCL 24-2 | CL | 60 | 149,5 | ohne | 3 | 176,1 | 100 | 43,2 | 21,5 |
| PO-Versuch | POCL 26-1 | CL | 40 | 149,7 | ohne | 3 | 176,1 | 100 | 36,8 | 14,9 |
| PO-Versuch | POCL 26-2 | CL | 40 | 149,7 | ohne | 3 | 176,1 | 100 | 37,0 | 14,3 |
| PO-Versuch | POCL 30-1 | CL | 60 | 147,0 | ohne | 5 | 331,8 | 100 | 69,7 | 4,3 |
| PO-Versuch | POCL 30-2 | CL | 60 | 147,0 | ohne | 5 | 331,8 | 100 | 69,7 | 5,0 |
| PO-Versuch | POCL 30-3 | CL | 60 | 147,0 | ohne | 5 | 331,8 | 100 | 70,4 | 4,9 |
| PO-Versuch | POCL 32-1 | CL | 60 | 161,5 | mit | 5 | 279,9 | 100 | 68,3 | 17,5 |
| PO-Versuch | POCL 32-2 | CL | 60 | 161,5 | mit | 5 | 279,9 | 100 | 70,7 | 20,1 |

* Druckfestigkeit direkt gemessen, ansonsten bei UHPC Umrechnung aus $f_{cm,150}$ mit Faktor 0,913

Stahlversagen Tabelle 2

| Autor bzw. Quelle | Bezeichnung | Dübelform | t_c [mm] | $f_{cm,cyl}$ [N/mm ²] | Stabstahl-Bewehrung | t_w [mm] | f_y [N/mm ²] | e_c [mm] | P_{max} [kN/Dübel] | δ_{ult} [mm] |
|-------------------|-------------|-----------|------------|-----------------------------------|---------------------|------------|----------------------------|------------|----------------------|---------------------|
| PO-Versuch | POCL 33-1 | CL | 60 | 166,7 | ohne | 5 | 279,9 | 100 | 63,6 | 10,5 |
| PO-Versuch | POCL 33-2 | CL | 60 | 166,7 | ohne | 5 | 279,9 | 100 | 70,6 | 15,4 |
| PO-Versuch | POCL 35-1 | CL | 40 | 166,7 | ohne | 5 | 279,9 | 100 | 61,8 | 7,2 |
| PO-Versuch | POCL 35-2 | CL | 40 | 166,7 | ohne | 5 | 279,9 | 100 | 63,2 | 8,3 |
| PO-Versuch | POCL 39-1 | CL | 60 | 172,8 | ohne | 10 | 297,7 | 100 | 108,0 | 2,8 |
| PO-Versuch | POCL 39-2 | CL | 60 | 172,8 | ohne | 10 | 297,7 | 100 | 110,2 | 3,2 |
| PO-Versuch | POCL 40-1 | CL | 40 | 180,5 | ohne | 3 | 318,1 | 100 | 48,0 | 15,6 |
| PO-Versuch | POCL 40-2 | CL | 40 | 180,5 | ohne | 3 | 318,1 | 100 | 44,8 | 8,6 |
| PO-Versuch | POCL 41-1 | CL | 60 | 180,5 | ohne | 3 | 318,1 | 100 | 49,3 | 15,4 |
| PO-Versuch | POCL 41-2 | CL | 60 | 180,5 | ohne | 3 | 318,1 | 100 | 48,7 | 17,4 |
| PO-Versuch | POCL 46-1 | CL | 80 | 176,2 | mit | 5 | 279,9 | 100 | 75,2 | 18,6 |
| PO-Versuch | POCL 46-2 | CL | 80 | 176,2 | mit | 5 | 279,9 | 100 | 77,6 | 23,1 |
| PO-Versuch | POCL 47-1 | CL | 60 | 159,2 | ohne | 5 | 279,9 | 100 | 54,9 | 3,2 |
| PO-Versuch | POCL 47-2 | CL | 60 | 159,2 | ohne | 5 | 279,9 | 100 | 55,6 | 3,5 |
| PO-Versuch | POCL 52-1 | CL | 60 | 184,9 | ohne | 5 | 325,0 | 100 | 69,7 | 5,6 |
| PO-Versuch | POCL 52-2 | CL | 60 | 184,9 | ohne | 5 | 325,0 | 100 | 64,4 | 5,1 |
| PO-Versuch | POCL 53-1 | CL | 60 | 180,5 | ohne | 3 | 338,3 | 100 | 47,6 | 16,2 |
| PO-Versuch | POCL 53-2 | CL | 60 | 180,5 | ohne | 3 | 338,3 | 100 | 46,8 | 15,7 |
| PO-Versuch | POPZ 1-1 | PZ | 60 | 178,1 | ohne | 3 | 292,9 | 100 | 44,3 | 9,8 |
| PO-Versuch | POPZ 1-2 | PZ | 60 | 178,1 | ohne | 3 | 292,9 | 100 | 47,1 | 10,5 |
| FE-Simulation | FE-3-20-1 | CL | 20 | 200,0 | ohne | 3 | 176,1 | 100 | 32,1 | 7,3 |
| FE-Simulation | FE-3-30-3 | CL | 30 | 200,0 | ohne | 3 | 176,1 | 100 | 35,6 | 10,1 |
| FE-Simulation | FE-3-30-4 | CL | 30 | 200,0 | ohne | 3 | 362,9 | 100 | 52,3 | 6,1 |
| FE-Simulation | FE-3-40-1 | CL | 40 | 200,0 | ohne | 3 | 176,1 | 100 | 37,3 | 13,6 |
| FE-Simulation | FE-3-40-2 | CL | 40 | 200,0 | ohne | 3 | 362,9 | 100 | 56,0 | 8,9 |

Stahlversagen Tabelle 3

| Autor bzw. Quelle | Bezeichnung | Dübelform | t_c [mm] | $f_{cm,cyl}$ [N/mm ²] | Stabstahl-Bewehrung | t_w [mm] | f_y [N/mm ²] | e_x [mm] | P_{max} [kN/Dübel] | δ_{ik} [mm] |
|-------------------|-------------|-----------|------------|-----------------------------------|---------------------|------------|----------------------------|------------|----------------------|--------------------|
| FE-Simulation | FE-3-50-1 | CL | 50 | 200,0 | ohne | 3 | 176,1 | 100 | 40,6 | 12,5 |
| FE-Simulation | FE-3-50-2 | CL | 50 | 200,0 | ohne | 3 | 362,9 | 100 | 57,4 | 9,4 |
| FE-Simulation | FE-3-60-1 | CL | 60 | 200,0 | ohne | 3 | 176,1 | 100 | 42,0 | 13,9 |
| FE-Simulation | FE-3-60-2 | CL | 60 | 200,0 | ohne | 3 | 362,9 | 100 | 59,9 | 9,6 |
| FE-Simulation | FE-3-80-3 | CL | 80 | 200,0 | ohne | 3 | 176,1 | 100 | 46,8 | 16,4 |
| FE-Simulation | FE-3-80-4 | CL | 80 | 200,0 | ohne | 3 | 362,9 | 100 | 64,3 | 13,7 |
| FE-Simulation | FE-3-100-3 | CL | 100 | 200,0 | ohne | 3 | 176,1 | 100 | 52,9 | 17,3 |
| FE-Simulation | FE-3-100-4 | CL | 100 | 200,0 | ohne | 3 | 362,9 | 100 | 70,1 | 14,0 |
| FE-Simulation | FE-5-30-3 | CL | 30 | 200,0 | ohne | 5 | 176,1 | 100 | 54,0 | 5,5 |
| FE-Simulation | FE-5-40-1 | CL | 40 | 200,0 | ohne | 5 | 176,1 | 100 | 57,9 | 7,9 |
| FE-Simulation | FE-5-50-1 | CL | 50 | 200,0 | ohne | 5 | 176,1 | 100 | 60,1 | 9,6 |
| FE-Simulation | FE-5-50-2 | CL | 50 | 200,0 | ohne | 5 | 362,9 | 100 | 81,4 | 4,5 |
| FE-Simulation | FE-5-60-1 | CL | 60 | 200,0 | ohne | 5 | 176,1 | 100 | 62,4 | 9,7 |
| FE-Simulation | FE-5-60-2 | CL | 60 | 200,0 | ohne | 5 | 362,9 | 100 | 86,1 | 5,5 |
| FE-Simulation | FE-5-80-3 | CL | 80 | 200,0 | ohne | 5 | 176,1 | 100 | 66,6 | 13,9 |
| FE-Simulation | FE-5-80-4 | CL | 80 | 200,0 | ohne | 5 | 269,5 | 100 | 81,4 | 7,3 |
| FE-Simulation | FE-5-80-5 | CL | 80 | 200,0 | ohne | 5 | 362,9 | 100 | 95,1 | 7,9 |
| FE-Simulation | FE-5-100-3 | CL | 100 | 200,0 | ohne | 5 | 176,1 | 100 | 73,1 | 14,8 |
| FE-Simulation | FE-5-100-4 | CL | 100 | 200,0 | ohne | 5 | 269,5 | 100 | 88,5 | 6,1 |
| FE-Simulation | FE-5-100-5 | CL | 100 | 200,0 | ohne | 5 | 362,9 | 100 | 102,5 | 8,1 |
| FE-Simulation | FE-7,5-40-1 | CL | 40 | 200,0 | ohne | 7,5 | 176,1 | 100 | 71,5 | 4,2 |
| FE-Simulation | FE-7,5-50-1 | CL | 50 | 200,0 | ohne | 7,5 | 176,1 | 100 | 75,3 | 4,3 |
| FE-Simulation | FE-7,5-60-1 | CL | 60 | 200,0 | ohne | 7,5 | 176,1 | 100 | 78,9 | 7,4 |
| FE-Simulation | FE-7,5-80-3 | CL | 80 | 200,0 | ohne | 7,5 | 176,1 | 100 | 84,4 | 9,3 |
| FE-Simulation | FE-7,5-80-4 | CL | 80 | 200,0 | ohne | 7,5 | 362,9 | 100 | 115,9 | 4,4 |

Stahlversagen Tabelle 4

| Autor bzw. Quelle | Bezeichnung | Dübelform | t_c [mm] | $f_{cm,cyl}$ [N/mm ²] | Stabstahl-Bewehrung | t_w [mm] | f_y [N/mm ²] | e_c [mm] | P_{max} [kN/Dübel] | δ_{ult} [mm] |
|-------------------|---------------|-----------|------------|-----------------------------------|---------------------|------------|----------------------------|------------|----------------------|---------------------|
| FE-Simulation | FE-7.5-100-3 | CL | 100 | 200,0 | ohne | 7,5 | 176,1 | 100 | 90,6 | 12,4 |
| FE-Simulation | FE-7.5-100-4 | CL | 100 | 200,0 | ohne | 7,5 | 362,9 | 100 | 125,5 | 6,0 |
| FE-Simulation | FE-10-50-1 | CL | 50 | 200,0 | ohne | 10 | 176,1 | 100 | 89,3 | 4,4 |
| FE-Simulation | FE-10-60-1 | CL | 60 | 200,0 | ohne | 10 | 176,1 | 100 | 94,4 | 6,1 |
| FE-Simulation | FE-10-80-1 | CL | 80 | 200,0 | ohne | 10 | 176,1 | 100 | 102,8 | 9,2 |
| FE-Simulation | FE-10-100-1 | CL | 100 | 200,0 | ohne | 10 | 176,1 | 100 | 108,4 | 7,6 |
| FE-Simulation | FE-12.5-50-1 | CL | 50 | 200,0 | ohne | 12,5 | 176,1 | 100 | 99,6 | 4,2 |
| FE-Simulation | FE-12.5-60-1 | CL | 60 | 200,0 | ohne | 12,5 | 176,1 | 100 | 105,3 | 6,1 |
| FE-Simulation | FE-12.5-80-2 | CL | 80 | 200,0 | ohne | 12,5 | 176,1 | 100 | 115,5 | 9,2 |
| FE-Simulation | FE-12.5-100-3 | CL | 100 | 200,0 | ohne | 12,5 | 176,1 | 100 | 124,1 | 12,0 |
| [Fel+12] | S1.1 | CL | 180 | 68,4 | mit | 16 | 413 | 200 | 415 | 11,0 |
| [Fel+12] | S1.2 | CL | 180 | 69,2 | mit | 16 | 413 | 200 | 421 | 5,5 |
| [Fel+12] | S1.3 | CL | 180 | 70,0 | mit | 16 | 413 | 200 | 406 | 8,6 |
| [Col+12, Kož12] | POST A-1 | MCL | 300 | 71,4 | mit | 15 | 421 | 250 | 609 | 36,9 |
| [Col+12, Kož12] | POST A-2 | MCL | 300 | 71,2 | mit | 15 | 421 | 250 | 587 | 37,8 |
| [Col+12, Kož12] | POST A-3 | MCL | 300 | 70,5 | mit | 15 | 421 | 250 | 557 | 23,9 |
| [Col+12, Kož12] | POST B-1 | MCL | 300 | 71,0 | mit | 20 | 403 | 250 | 645 | 36,2 |
| [Col+12, Kož12] | POST B-2 | MCL | 300 | 72,5 | mit | 20 | 403 | 250 | 635 | 41,4 |
| [Col+12, Kož12] | POST B-3 | MCL | 300 | 69,2 | mit | 20 | 403 | 250 | 682 | 18,4 |
| [Col+12, Kož12] | POST C-1 | MCL | 300 | 70,7 | mit | 25 | 397 | 250 | 763 | 9,3 |
| [Col+12, Kož12] | POST C-2 | MCL | 300 | 69,4 | mit | 25 | 397 | 250 | 761 | 8,7 |
| [Col+12, Kož12] | POST C-3 | MCL | 300 | 72,8 | mit | 25 | 397 | 250 | 768 | 7,7 |
| [Col+12, Kož12] | POST D-1 | MCL | 300 | 72,1 | mit | 20 | 403 | 250 | 754 | 14,2 |
| [Col+12, Kož12] | POST D-2 | MCL | 300 | 72,2 | mit | 20 | 403 | 250 | 727 | 14,8 |
| [Col+12, Kož12] | POST D-3 | MCL | 300 | 69,8 | mit | 20 | 403 | 250 | 698 | 29,9 |

Stahlversagen Tabelle 5

| Autor bzw. Quelle | Bezeichnung | Dübelform | t_c [mm] | $f_{cm,cyl}$ [N/mm ²] | Stabstahl- Bewehrung | t_w [mm] | f_y [N/mm ²] | e_x [mm] | P_{max} [kN/Dübel] | δ_{ik} [mm] |
|-------------------|-------------|-----------|---------------|--------------------------------------|-------------------------|---------------|-------------------------------|---------------|-------------------------|-----------------------|
| [Col+12, Kož12] | POST E-1 | MCL | 300 | 72,8 | mit | 20 | 403 | 250 | 752 | 13,2 |
| [Col+12, Kož12] | POST E-2 | MCL | 300 | 69,9 | mit | 20 | 403 | 250 | 750 | 9,9 |
| [Col+12, Kož12] | POST E-3 | MCL | 300 | 72,8 | mit | 20 | 403 | 250 | 752 | 8,0 |
| [Col+12, Kož12] | POST F-1 | MCL | 300 | 70,6 | mit | 20 | 403 | 250 | 751 | 9,2 |
| [Col+12, Kož12] | POST F-2 | MCL | 300 | 72,8 | mit | 20 | 403 | 250 | 757 | 9,7 |
| [Col+12, Kož12] | POST F-3 | MCL | 300 | 70,3 | mit | 20 | 403 | 250 | 752 | 9,6 |
| [Men10] | Mv.po.t21-3 | MCL | 309 | 80,0 | mit | 21 | 394 | 250 | 641 | 18,0 |
| [Men10] | Mv.po.t21-2 | MCL | 309 | 80,0 | mit | 21 | 394 | 250 | 640 | 12,9 |
| [Men10] | Mv.po.t21-1 | MCL | 309 | 80,0 | mit | 21 | 394 | 250 | 643 | 9,0 |
| [Men10] | Mv.po.t27-2 | MCL | 410 | 80,0 | mit | 27 | 387 | 250 | 763 | 10,2 |
| [Men10] | Mv.po.t27-1 | MCL | 410 | 80,0 | mit | 27 | 387 | 250 | 767 | 9,1 |
| [Men10] | Mv.po.t27-3 | MCL | 410 | 80,0 | mit | 27 | 387 | 250 | 801 | 8,1 |
| [Fel+07] | PUZLQ.1 | PZ* | 180 | 103,9 | mit | 10 | 522 | 400 | 826 | 20,5 |
| [Fel+07] | PUZLQ.2 | PZ* | 180 | 103,9 | mit | 10 | 522 | 400 | 708 | 24,4 |
| [Fel+07] | PUZLQ.3 | PZ* | 180 | 103,9 | mit | 10 | 522 | 400 | 698 | 21,0 |
| [Fel+07] | PUZLQ.R | PZ* | 180 | 105,5 | mit | 10 | 522 | 400 | 807 | 23,9 |
| [Heil1] | PPII-1-2 | PZ** | 100 | 176,7 | mit | 12 | 441 | 250 | 563 | 16,0 |
| [Heil1] | PPII-1-3 | PZ** | 100 | 176,7 | mit | 12 | 441 | 250 | 586 | 16,9 |
| [Heil1] | PPII-6-1 | PZ** | 100 | 185,4 | mit | 21 | 507 | 250 | 757 | 14,8 |
| [Heil1] | PPII-6-2 | PZ** | 100 | 185,4 | mit | 21 | 507 | 250 | 746 | 13,9 |
| [Heil1] | PPII-7 | PZ** | 100 | 189,6 | mit | 21 | 507 | 250 | 733 | 13,7 |
| [Heil1] | PQII-1-1 | PZ** | 100 | 185,4 | mit | 21 | 507 | 250 | 789 | 20,9 |
| [Heil1] | PQII-1-2 | PZ** | 100 | 185,4 | mit | 21 | 507 | 250 | 799 | 14,5 |
| [Heil1] | PQII-2-1 | PZ** | 100 | 184,3 | mit | 21 | 507 | 250 | 916 | 23,0 |
| [Heil1] | PQII-2-2 | PZ** | 100 | 184,3 | mit | 21 | 507 | 250 | 871 | 21,4 |

* Puzzelhöhe = $0,20 \cdot e_x$ ** Puzzelhöhe = $0,16 \cdot e_x$

Stahlversagen Tabelle 6

| Autor bzw. Quelle | Bezeichnung | Dübelform | t_c [mm] | $f_{cm,cyl}$ [N/mm ²] | Stabstahl-Bewehrung | t_w [mm] | f_y [N/mm ²] | e_x [mm] | P_{max} [kN/Dübel] | δ_{ik} [mm] |
|-------------------|-------------|-----------|------------|-----------------------------------|---------------------|------------|----------------------------|------------|----------------------|--------------------|
| [LKR14a, LKR14b] | B1 | PZ*** | 200 | 66,3* | mit | 10 | 472 | 150 | 288 | 13,9 |
| [LKR14a, LKR14b] | B2 | PZ*** | 200 | 66,3* | mit | 10 | 472 | 150 | 288 | 13,9 |
| [LKR14a, LKR14b] | B3 | PZ*** | 200 | 66,3* | mit | 10 | 472 | 150 | 288 | 12,2 |
| [LKR14a, LKR14b] | C1 | PZ*** | 200 | 61,5* | mit | 10 | 472 | 300 | 563 | 23,5 |
| [LKR14a, LKR14b] | C2 | PZ*** | 200 | 61,5* | mit | 10 | 472 | 300 | 553 | 24,6 |
| [LKR14a, LKR14b] | C3 | PZ*** | 200 | 61,5* | mit | 10 | 472 | 300 | 564 | 30,0 |
| [Sei+13] | P.O. 1-01 | PZ | 60 | 132,4** | mit | 8 | 700 | 75 | 111,1 | 7,6 |
| [Sei+13] | P.O. 1-02 | PZ | 60 | 132,4** | mit | 8 | 700 | 75 | 120,5 | 9,4 |
| [Sei+13] | P.O. 1-00a | PZ | 60 | 139,7** | mit | 8 | 820 | 75 | 127,2 | 9,6 |
| [Sei+13] | P.O. 1-01a | PZ | 60 | 139,7** | mit | 8 | 820 | 75 | 124,3 | 10,7 |
| [Sei+13] | P.O. 1-02a | PZ | 60 | 139,7** | mit | 8 | 820 | 75 | 118,3 | 8,6 |
| [Sei+13] | P.O. 1-03a | PZ | 60 | 139,7** | mit | 8 | 820 | 75 | 122,7 | 9,6 |
| [Sei+13] | P.O. 1-04 | PZ | 60 | 132,4** | mit | 8 | 700 | 75 | 118,3 | 9,4 |
| [Sei+13] | P.O. 1-05 | PZ | 60 | 132,4** | mit | 8 | 700 | 75 | 122,1 | 13,4 |
| [Sei+13] | P.O. 1-06 | PZ | 60 | 132,4** | mit | 8 | 700 | 75 | 127,5 | 13,2 |
| [Sei+13] | P.O. 3-01 | PZ | 40 | 132,4** | mit | 4 | 780 | 75 | 71,9 | 9,0 |
| [Sei+13] | P.O. 3-02 | PZ | 40 | 132,4** | mit | 4 | 780 | 75 | 65,8 | 9,3 |
| [Sei+13] | P.O. 3-03 | PZ | 40 | 132,4** | mit | 4 | 780 | 75 | 72,4 | 8,7 |
| [Sei+13] | P.O. 3-04 | PZ | 60 | 132,4** | mit | 4 | 780 | 75 | 82,1 | 9,9 |
| [Sei+13] | P.O. 3-05 | PZ | 60 | 132,4** | mit | 4 | 780 | 75 | 82,1 | 7,9 |
| [Sei+13] | P.O. 3-06 | PZ | 60 | 132,4** | mit | 4 | 780 | 75 | 81,4 | 7,9 |

* Umrechnung aus $f_{cm,150}$ mit Faktor 0,7895** Umrechnung aus $f_{cm,150}$ mit Faktor 0,913*** Puzzelhöhe = $0,33 \cdot e_x$

Spalten Tabelle 1

| Autor bzw. Quelle | Bezeichnung | Dübelform | t_c [mm] | $f_{cm, cyl}$ [N/mm ²] | Stabstahl-Bewehrung | t_w [mm] | f_y [N/mm ²] | e_x [mm] | P_{max} [kN/Dübel] | δ_{ik} [mm] |
|-------------------|-------------|-----------|------------|------------------------------------|---------------------|------------|----------------------------|------------|----------------------|--------------------|
| PO-Versuch | POCL 2-1 | CL | 60 | 134.4 | ohne | 5 | 417 | 100 | 73,6 | 1,6 |
| PO-Versuch | POCL 2-2 | CL | 60 | 134.4 | ohne | 5 | 417 | 100 | 71,0 | 1,7 |
| PO-Versuch | POCL 3-1 | CL | 50 | 158.3 | ohne | 5 | 417 | 100 | 74,9 | 0,9 |
| PO-Versuch | POCL 3-2 | CL | 50 | 158.3 | ohne | 5 | 417 | 100 | 72,6 | 1,3 |
| PO-Versuch | POCL 4-1 | CL | 40 | 158.3 | ohne | 5 | 417 | 100 | 74,9 | 1,3 |
| PO-Versuch | POCL 4-2 | CL | 40 | 158.3 | ohne | 5 | 417 | 100 | 69,3 | 1,2 |
| PO-Versuch | POCL 6-1 | CL | 60 | 134.4 | ohne | 10 | 363 | 100 | 114,2 | 0,8 |
| PO-Versuch | POCL 6-2 | CL | 60 | 134.4 | ohne | 10 | 363 | 100 | 111,0 | 0,8 |
| PO-Versuch | POCL 7-1 | CL | 50 | 134.4 | ohne | 10 | 363 | 100 | 108,7 | 0,8 |
| PO-Versuch | POCL 7-2 | CL | 50 | 134.4 | ohne | 10 | 363 | 100 | 110,7 | 1,3 |
| PO-Versuch | POCL 9-1 | CL | 60 | 125.5 | ohne | 10 | 363 | 100 | 111,0 | 0,5 |
| PO-Versuch | POCL 9-2 | CL | 60 | 125.5 | ohne | 10 | 363 | 100 | 111,7 | 0,7 |
| PO-Versuch | POCL 10-1 | CL | 60 | 164.4 | ohne | 10 | 363 | 100 | 117,0 | 1,0 |
| PO-Versuch | POCL 10-2 | CL | 60 | 164.4 | ohne | 10 | 363 | 100 | 114,3 | 0,9 |
| PO-Versuch | POCL 11-1 | CL | 60 | 164.4 | ohne | 10 | 363 | 100 | 127,1 | 1,2 |
| PO-Versuch | POCL 11-2 | CL | 60 | 164.4 | ohne | 10 | 363 | 100 | 115,9 | 0,8 |
| PO-Versuch | POCL 13-1 | CL | 60 | 163.6 | ohne | 5 | 450 | 100 | 73,1 | 2,6 |
| PO-Versuch | POCL 13-2 | CL | 60 | 163.6 | ohne | 5 | 450 | 100 | 73,6 | 2,7 |
| PO-Versuch | POCL 18-1 | CL | 60 | 149.7 | ohne | 10 | 363 | 100 | 111,1 | 0,7 |
| PO-Versuch | POCL 18-2 | CL | 60 | 149.7 | ohne | 10 | 363 | 100 | 105,7 | 0,6 |
| PO-Versuch | POCL 23-1 | CL | 60 | 161.1 | ohne | 10 | 427 | 100 | 119,7 | 0,9 |
| PO-Versuch | POCL 23-2 | CL | 60 | 161.1 | ohne | 10 | 427 | 100 | 114,2 | 0,9 |
| PO-Versuch | POCL 31-1 | CL | 60 | 154.6 | ohne | 10 | 427 | 100 | 120,5 | 0,9 |
| PO-Versuch | POCL 31-2 | CL | 60 | 154.6 | ohne | 10 | 427 | 100 | 113,5 | 1,0 |
| PO-Versuch | POCL 38-1 | CL | 40 | 172.7 | ohne | 10 | 298 | 100 | 95,4 | 2,0 |

Spalten Tabelle 2

| Autor bzw. Quelle | Bezeichnung | Dübelform | t_c [mm] | $f_{cm,cyl}$ [N/mm ²] | Stabstahl-Bewehrung | t_w [mm] | f_y [N/mm ²] | e_c [mm] | P_{max} [kN/Dübel] | δ_{ult} [mm] |
|-------------------|-------------|-----------|------------|-----------------------------------|---------------------|------------|----------------------------|------------|----------------------|---------------------|
| PO-Versuch | POCL 38-2 | CL | 40 | 172,7 | ohne | 10 | 298 | 100 | 97,2 | 1,8 |
| PO-Versuch | POCL 42-1 | CL | 60 | 180,5 | ohne | 10 | 427 | 100 | 127,7 | 1,8 |
| PO-Versuch | POCL 42-2 | CL | 60 | 180,5 | ohne | 10 | 427 | 100 | 123,4 | 2,0 |
| PO-Versuch | POCL 45-1 | CL | 60 | 168,8 | ohne | 10 | 427 | 100 | 133,2 | 2,0 |
| PO-Versuch | POCL 45-2 | CL | 60 | 168,8 | ohne | 10 | 427 | 100 | 129,9 | 2,1 |
| PO-Versuch | POCL 51-1 | CL | 60 | 181,3 | ohne | 10 | 410 | 100 | 124,5 | 1,5 |
| PO-Versuch | POCL 51-2 | CL | 60 | 181,3 | ohne | 10 | 410 | 100 | 118,9 | 1,5 |
| PO-Versuch | POPZ 2-1 | PZ | 60 | 178,1 | ohne | 10 | 406 | 100 | 119,0 | 1,7 |
| PO-Versuch | POPZ 2-2 | PZ | 60 | 178,1 | ohne | 10 | 406 | 100 | 116,5 | 1,6 |
| FE-Simulation | FE-3-50-3 | CL | 50 | 200,0 | ohne | 3 | - | 100 | 101,3 | - |
| FE-Simulation | FE-3-60-3 | CL | 60 | 200,0 | ohne | 3 | - | 100 | 114,4 | - |
| FE-Simulation | FE-3-80-1 | CL | 80 | 200,0 | ohne | 3 | - | 100 | 97,3 | - |
| FE-Simulation | FE-3-80-2 | CL | 80 | 200,0 | ohne | 3 | - | 100 | 117,9 | - |
| FE-Simulation | FE-3-100-1 | CL | 100 | 200,0 | ohne | 3 | - | 100 | 112,0 | - |
| FE-Simulation | FE-3-100-2 | CL | 100 | 200,0 | ohne | 3 | - | 100 | 134,0 | - |
| FE-Simulation | FE-3-100-5 | CL | 100 | 200,0 | ohne | 3 | - | 100 | 154,3 | - |
| FE-Simulation | FE-5-50-3 | PZ | 50 | 200,0 | ohne | 5 | - | 100 | 103,8 | - |
| FE-Simulation | FE-5-60-3 | PZ | 60 | 200,0 | ohne | 5 | - | 100 | 115,0 | - |
| FE-Simulation | FE-5-80-1 | CL | 80 | 200,0 | ohne | 5 | - | 100 | 106,3 | - |
| FE-Simulation | FE-5-80-2 | CL | 80 | 200,0 | ohne | 5 | - | 100 | 123,4 | - |
| FE-Simulation | FE-5-80-6 | CL | 80 | 200,0 | ohne | 5 | - | 100 | 137,9 | - |
| FE-Simulation | FE-5-100-1 | CL | 100 | 200,0 | ohne | 5 | - | 100 | 124,5 | - |
| FE-Simulation | FE-5-100-2 | CL | 100 | 200,0 | ohne | 5 | - | 100 | 143,9 | - |
| FE-Simulation | FE-5-100-6 | CL | 100 | 200,0 | ohne | 5 | - | 100 | 162,1 | - |
| FE-Simulation | FE-7,5-50-2 | CL | 50 | 200,0 | ohne | 7,5 | 363 | 100 | 99,6 | 2,6 |

Spalten Tabelle 3

| Autor bzw. Quelle | Bezeichnung | Dübelform | t_c [mm] | $f_{cm,cyl}$ [N/mm ²] | Stabstahl-Bewehrung | t_w [mm] | f_y [N/mm ²] | e_x [mm] | P_{max} [kN/Dübel] | δ_{ik} [mm] |
|-------------------|---------------|-----------|------------|-----------------------------------|---------------------|------------|----------------------------|------------|----------------------|--------------------|
| FE-Simulation | FE-7,5-50-3 | CL | 50 | 200,0 | ohne | 7,5 | - | 100 | 109,4 | - |
| FE-Simulation | FE-7,5-60-2 | CL | 60 | 200,0 | ohne | 7,5 | 363 | 100 | 103,8 | 2,6 |
| FE-Simulation | FE-7,5-60-3 | CL | 60 | 200,0 | ohne | 7,5 | - | 100 | 120,1 | - |
| FE-Simulation | FE-7,5-80-1 | CL | 80 | 200,0 | ohne | 7,5 | - | 100 | 110,8 | - |
| FE-Simulation | FE-7,5-80-2 | CL | 80 | 200,0 | ohne | 7,5 | - | 100 | 127,6 | - |
| FE-Simulation | FE-7,5-80-5 | CL | 80 | 200,0 | ohne | 7,5 | - | 100 | 142,5 | - |
| FE-Simulation | FE-7,5-100-1 | CL | 100 | 200,0 | ohne | 7,5 | - | 100 | 124,1 | - |
| FE-Simulation | FE-7,5-100-2 | CL | 100 | 200,0 | ohne | 7,5 | - | 100 | 144,1 | - |
| FE-Simulation | FE-7,5-100-5 | CL | 100 | 200,0 | ohne | 7,5 | - | 100 | 163,3 | - |
| FE-Simulation | FE-10-50-2 | CL | 50 | 200,0 | ohne | 10 | 363 | 100 | 111,1 | 1,6 |
| FE-Simulation | FE-10-60-2 | CL | 60 | 200,0 | ohne | 10 | 363 | 100 | 116,0 | 2,1 |
| FE-Simulation | FE-10-60-3 | CL | 60 | 200,0 | ohne | 10 | - | 100 | 120,6 | - |
| FE-Simulation | FE-10-80-2 | CL | 80 | 200,0 | ohne | 10 | 363 | 100 | 126,8 | 2,2 |
| FE-Simulation | FE-10-80-3 | CL | 80 | 200,0 | ohne | 10 | - | 100 | 141,1 | - |
| FE-Simulation | FE-10-100-2 | CL | 100 | 200,0 | ohne | 10 | - | 100 | 163,4 | - |
| FE-Simulation | FE-12,5-60-2 | CL | 60 | 200,0 | ohne | 12,5 | 363 | 100 | 123,3 | 1,5 |
| FE-Simulation | FE-12,5-60-3 | CL | 60 | 200,0 | ohne | 12,5 | - | 100 | 126,1 | - |
| FE-Simulation | FE-12,5-80-1 | CL | 80 | 200,0 | ohne | 12,5 | - | 100 | 115,6 | - |
| FE-Simulation | FE-12,5-80-3 | CL | 80 | 200,0 | ohne | 12,5 | 363 | 100 | 136,0 | 2,1 |
| FE-Simulation | FE-12,5-80-4 | CL | 80 | 200,0 | ohne | 12,5 | - | 100 | 132,5 | - |
| FE-Simulation | FE-12,5-80-5 | CL | 80 | 200,0 | ohne | 12,5 | - | 100 | 148,6 | - |
| FE-Simulation | FE-12,5-100-1 | CL | 100 | 200,0 | ohne | 12,5 | - | 100 | 127,0 | - |
| FE-Simulation | FE-12,5-100-2 | CL | 100 | 200,0 | ohne | 12,5 | - | 100 | 147,0 | - |
| FE-Simulation | FE-12,5-100-4 | CL | 100 | 200,0 | ohne | 12,5 | 363 | 100 | 154,4 | 2,5 |
| FE-Simulation | FE-12,5-100-5 | CL | 100 | 200,0 | ohne | 12,5 | - | 100 | 167,9 | - |

A.8 Statistische Auswertung der Push-Out Versuche

Auswertung des Ingenieurmodells zur Stahltragfähigkeit (Versuche anderer Forscher)

| Versuche mit normal- und hochfestem Beton | | | |
|---|------------|------------|---------------|
| Bezeichnung | R_e [kN] | R_t [kN] | R_e/R_t [-] |
| S1.1 | 415 | 406 | 1,02 |
| S1.2 | 421 | 407 | 1,03 |
| S1.3 | 406 | 408 | 1,00 |
| POST A-1 | 609 | 610 | 1,00 |
| POST A-2 | 587 | 610 | 0,96 |
| POST A-3 | 557 | 609 | 0,91 |
| POST B-1 | 645 | 706 | 0,91 |
| POST B-2 | 635 | 708 | 0,90 |
| POST B-3 | 682 | 703 | 0,97 |
| POST C-1 | 763 | 799 | 0,95 |
| POST C-2 | 761 | 797 | 0,96 |
| POST C-3 | 768 | 803 | 0,96 |
| POST D-1 | 754 | 708 | 1,07 |
| POST D-2 | 727 | 708 | 1,03 |
| POST D-3 | 698 | 704 | 0,99 |
| POST E-1 | 752 | 709 | 1,06 |
| POST E-2 | 750 | 704 | 1,07 |
| POST E-3 | 752 | 709 | 1,06 |
| POST F-1 | 751 | 705 | 1,07 |
| POST F-2 | 757 | 709 | 1,07 |
| POST F-3 | 752 | 705 | 1,07 |
| Mv.po.t21-3 | 641 | 740 | 0,87 |
| Mv.po.t21-2 | 640 | 740 | 0,86 |
| Mv.po.t21-1 | 643 | 740 | 0,87 |
| Mv.po.t27-2 | 763 | 953 | 0,80 |
| Mv.po.t27-1 | 767 | 953 | 0,80 |
| Mv.po.t27-3 | 801 | 953 | 0,84 |
| PUZLQ.1 | 826 | 753 | 1,10 |
| PUZLQ.2 | 708 | 753 | 0,94 |
| PUZLQ.3 | 698 | 753 | 0,93 |
| PUZLQ-R | 807 | 755 | 1,07 |
| B1 | 288 | 258 | 1,12 |
| B2 | 288 | 258 | 1,12 |
| B3 | 288 | 258 | 1,12 |
| C1 | 563 | 510 | 1,10 |
| C2 | 553 | 510 | 1,08 |
| C3 | 564 | 510 | 1,11 |

$$\bar{x} = 0,99$$

$$v = 0,094$$

| Versuche mit ultrahochfestem Beton | | | |
|------------------------------------|------------|------------|---------------|
| Bezeichnung | R_e [kN] | R_t [kN] | R_e/R_t [-] |
| PPII-1-2 | 563 | 472,3 | 1,19 |
| PPII-1-3 | 586 | 472,3 | 1,24 |
| PPII-6-1 | 757 | 728,1 | 1,04 |
| PPII-6-2 | 746 | 728,1 | 1,03 |
| PPII-7 | 733 | 732,6 | 1,00 |
| PQII-1-1 | 789 | 728,1 | 1,08 |
| PQII-1-2 | 799 | 728,1 | 1,10 |
| PQII-2-1 | 916 | 726,9 | 1,26 |
| PQII-2-2 | 871 | 726,9 | 1,20 |
| P.O. 1-01 | 111,1 | 110,2 | 1,01 |
| P.O. 1-02 | 120,5 | 110,2 | 1,09 |
| P.O. 1-00a | 127,2 | 123,0 | 1,03 |
| P.O. 1-01a | 124,3 | 123,0 | 1,01 |
| P.O. 1-02a | 118,3 | 123,0 | 0,96 |
| P.O. 1-03a | 122,7 | 123,0 | 1,00 |
| P.O. 1-04 | 118,3 | 110,2 | 1,07 |
| P.O. 1-05 | 122,1 | 110,2 | 1,11 |
| P.O. 1-06 | 127,5 | 110,2 | 1,16 |
| P.O. 3-01 | 71,9 | 65,9 | 1,09 |
| P.O. 3-02 | 65,8 | 65,9 | 1,00 |
| P.O. 3-03 | 72,4 | 65,9 | 1,10 |
| P.O. 3-04 | 82,1 | 77,6 | 1,06 |
| P.O. 3-05 | 82,1 | 77,6 | 1,06 |
| P.O. 3-06 | 81,4 | 77,6 | 1,05 |

$$\bar{x} = 1,08$$

$$v = 0,073$$

Auswertung des Ingenieurmodells zur Stahltragfähigkeit (Eigene Untersuchungen)

| experimentelle Untersuchungen | | | |
|-------------------------------|------------|------------|---------------|
| Bezeichnung | R_e [kN] | R_t [kN] | R_e/R_t [-] |
| POCL 1-1 | 83,6 | 78,6 | 1,06 |
| POCL 1-2 | 77,6 | 78,6 | 0,99 |
| POCL 14-1 | 71,8 | 73,7 | 0,97 |
| POCL 14-2 | 80,0 | 73,7 | 1,09 |
| POCL 15-1 | 74,9 | 73,7 | 1,02 |
| POCL 15-2 | 72,1 | 73,7 | 0,98 |
| POCL 16-1 | 69,9 | 75,4 | 0,93 |
| POCL 16-2 | 78,2 | 75,4 | 1,04 |
| POCL 17-1 | 72,5 | 74,1 | 0,98 |
| POCL 17-2 | 71,1 | 74,1 | 0,96 |
| POCL 19-1 | 66,5 | 72,1 | 0,92 |
| POCL 19-2 | 68,0 | 72,1 | 0,94 |
| POCL 20-1 | 73,3 | 73,9 | 0,99 |
| POCL 20-2 | 74,4 | 73,9 | 1,01 |
| POCL 22-1 | 122,3 | 119,3 | 1,03 |
| POCL 22-2 | 118,5 | 119,3 | 0,99 |
| POCL 24-1 | 40,6 | 36,2 | 1,12 |
| POCL 24-2 | 43,2 | 36,2 | 1,19 |
| POCL 26-1 | 36,8 | 30,8 | 1,19 |
| POCL 26-2 | 37,0 | 30,8 | 1,20 |
| POCL 30-1 | 69,7 | 71,6 | 0,97 |
| POCL 30-2 | 69,7 | 71,6 | 0,97 |
| POCL 30-3 | 70,4 | 71,6 | 0,98 |
| POCL 32-1 | 68,3 | 66,3 | 1,03 |
| POCL 32-2 | 70,7 | 66,3 | 1,07 |
| POCL 33-1 | 63,6 | 66,9 | 0,95 |
| POCL 33-2 | 70,6 | 66,9 | 1,06 |
| POCL 35-1 | 61,8 | 56,9 | 1,09 |
| POCL 35-2 | 63,2 | 56,9 | 1,11 |
| POCL 39-1 | 108,0 | 106,2 | 1,02 |
| POCL 39-2 | 110,2 | 106,2 | 1,04 |
| POCL 40-1 | 48,0 | 46,2 | 1,04 |
| POCL 40-2 | 44,8 | 46,2 | 0,97 |
| POCL 41-1 | 49,3 | 54,3 | 0,91 |
| POCL 41-2 | 48,7 | 54,3 | 0,90 |
| POCL 46-1 | 75,2 | 76,1 | 0,99 |
| POCL 46-2 | 77,6 | 76,1 | 1,02 |
| POCL 47-1 | 54,9 | 66,1 | 0,83 |
| POCL 47-2 | 55,6 | 66,1 | 0,84 |
| POCL 52-1 | 69,7 | 75,2 | 0,93 |
| POCL 52-2 | 64,4 | 75,2 | 0,86 |
| POCL 53-1 | 47,6 | 56,3 | 0,85 |
| POCL 53-2 | 46,8 | 56,3 | 0,83 |
| POPZ 1-1 | 44,3 | 51,5 | 0,86 |
| POPZ 1-2 | 47,1 | 51,5 | 0,92 |

$$\bar{x} = 0,99$$

$$v = 0,093$$

| numerische Untersuchungen | | | |
|---------------------------|------------|------------|---------------|
| Bezeichnung | R_e [kN] | R_t [kN] | R_e/R_t [-] |
| FE-3-20-1 | 32,1 | 24,4 | 1,31 |
| FE-3-30-3 | 35,6 | 28,6 | 1,23 |
| FE-3-30-4 | 52,3 | 44,2 | 1,17 |
| FE-3-40-1 | 37,3 | 32,1 | 1,15 |
| FE-3-40-2 | 56,0 | 49,6 | 1,12 |
| FE-3-50-1 | 40,6 | 35,1 | 1,14 |
| FE-3-50-2 | 57,4 | 54,2 | 1,05 |
| FE-3-60-1 | 42,0 | 37,8 | 1,10 |
| FE-3-60-2 | 59,9 | 58,3 | 1,02 |
| FE-3-80-3 | 46,8 | 42,4 | 1,09 |
| FE-3-80-4 | 64,3 | 65,4 | 0,97 |
| FE-3-100-3 | 52,9 | 46,4 | 1,13 |
| FE-3-100-4 | 70,1 | 71,6 | 0,97 |
| FE-5-30-3 | 54,0 | 38,9 | 1,37 |
| FE-5-40-1 | 57,9 | 43,7 | 1,31 |
| FE-5-50-1 | 60,1 | 47,7 | 1,25 |
| FE-5-50-2 | 81,4 | 73,7 | 1,09 |
| FE-5-60-1 | 62,4 | 51,4 | 1,20 |
| FE-5-60-2 | 86,1 | 79,3 | 1,08 |
| FE-5-80-3 | 66,6 | 57,6 | 1,14 |
| FE-5-80-4 | 81,4 | 74,4 | 1,08 |
| FE-5-80-5 | 95,1 | 88,9 | 1,06 |
| FE-5-100-3 | 73,1 | 63,0 | 1,15 |
| FE-5-100-4 | 88,5 | 81,3 | 1,08 |
| FE-5-100-5 | 102,5 | 97,2 | 1,04 |
| FE-7,5-40-1 | 71,5 | 55,7 | 1,27 |
| FE-7,5-50-1 | 75,3 | 60,9 | 1,22 |
| FE-7,5-60-1 | 78,9 | 65,5 | 1,19 |
| FE-7,5-80-3 | 84,4 | 73,5 | 1,14 |
| FE-7,5-80-4 | 115,9 | 113,4 | 1,01 |
| FE-7,5-100-3 | 90,6 | 80,4 | 1,12 |
| FE-7,5-100-4 | 125,5 | 124,0 | 1,00 |
| FE-10-50-1 | 89,3 | 72,4 | 1,22 |
| FE-10-60-1 | 94,4 | 77,8 | 1,20 |
| FE-10-80-1 | 102,8 | 87,3 | 1,16 |
| FE-10-100-1 | 108,4 | 95,5 | 1,12 |
| FE-12,5-50-1 | 99,6 | 82,7 | 1,19 |
| FE-12,5-60-1 | 105,3 | 89,0 | 1,17 |
| FE-12,5-80-2 | 115,5 | 99,8 | 1,14 |
| FE-12,5-100-3 | 124,1 | 109,2 | 1,13 |

$$\bar{x} = 1,15$$

$$v = 0,081$$

Auswertung des Ingenieurmodells zur Tragfähigkeit bei Spaltbeanspruchung

| experimentelle Untersuchungen | | | |
|-------------------------------|------------|------------|---------------|
| Bezeichnung | R_e [kN] | R_t [kN] | R_e/R_t [-] |
| POCL 2-1 | 73,6 | 89,3 | 0,82 |
| POCL 2-2 | 71,0 | 89,3 | 0,80 |
| POCL 3-1 | 74,9 | 90,5 | 0,83 |
| POCL 3-2 | 72,6 | 90,5 | 0,80 |
| POCL 4-1 | 74,9 | 83,3 | 0,90 |
| POCL 4-2 | 69,3 | 83,3 | 0,83 |
| POCL 6-1 | 114,2 | 98,2 | 1,16 |
| POCL 6-2 | 111,0 | 98,2 | 1,13 |
| POCL 7-1 | 108,7 | 90,7 | 1,20 |
| POCL 7-2 | 110,7 | 90,7 | 1,22 |
| POCL 9-1 | 111,0 | 93,5 | 1,19 |
| POCL 9-2 | 111,7 | 93,5 | 1,19 |
| POCL 10-1 | 117,0 | 113,2 | 1,03 |
| POCL 10-2 | 114,3 | 113,2 | 1,01 |
| POCL 11-1 | 127,1 | 113,2 | 1,12 |
| POCL 11-2 | 115,9 | 113,2 | 1,02 |
| POCL 13-1 | 73,1 | 102,6 | 0,71 |
| POCL 13-2 | 73,6 | 102,6 | 0,72 |
| POCL 18-1 | 111,1 | 106,0 | 1,05 |
| POCL 18-2 | 105,7 | 106,0 | 1,00 |
| POCL 23-1 | 119,7 | 111,6 | 1,07 |
| POCL 23-2 | 114,2 | 111,6 | 1,02 |
| POCL 31-1 | 120,5 | 108,4 | 1,11 |
| POCL 31-2 | 113,5 | 108,4 | 1,05 |
| POCL 38-1 | 95,4 | 103,3 | 0,92 |
| POCL 38-2 | 97,2 | 103,3 | 0,94 |
| POCL 42-1 | 127,7 | 120,8 | 1,06 |
| POCL 42-2 | 123,4 | 120,8 | 1,02 |
| POCL 45-1 | 133,2 | 115,3 | 1,15 |
| POCL 45-2 | 129,9 | 115,3 | 1,13 |
| POCL 51-1 | 124,5 | 121,2 | 1,03 |
| POCL 51-2 | 118,9 | 121,2 | 0,98 |
| POPZ 2-1 | 119,0 | 119,7 | 0,99 |
| POPZ 2-2 | 116,5 | 119,7 | 0,97 |

$$\bar{x} = 1,01$$

$$v = 0,139$$

| numerische Untersuchungen | | | |
|---------------------------|------------|------------|---------------|
| Bezeichnung | R_e [kN] | R_t [kN] | R_e/R_t [-] |
| FE-3-50-3 | 101,3 | 102,1 | 0,99 |
| FE-3-60-3 | 114,4 | 114,0 | 1,00 |
| FE-3-80-1 | 97,3 | 87,1 | 1,12 |
| FE-3-80-2 | 117,9 | 116,1 | 1,02 |
| FE-3-100-1 | 112,0 | 111,3 | 1,01 |
| FE-3-100-2 | 134,0 | 148,5 | 0,90 |
| FE-3-100-5 | 154,3 | 185,6 | 0,83 |
| FE-5-50-3 | 103,8 | 106,7 | 0,97 |
| FE-5-60-3 | 115,0 | 118,2 | 0,97 |
| FE-5-80-1 | 106,3 | 89,4 | 1,19 |
| FE-5-80-2 | 123,4 | 119,2 | 1,04 |
| FE-5-80-6 | 137,9 | 149,0 | 0,93 |
| FE-5-100-1 | 124,5 | 113,7 | 1,10 |
| FE-5-100-2 | 143,9 | 151,6 | 0,95 |
| FE-5-100-6 | 162,1 | 189,5 | 0,86 |
| FE-7,5-50-2 | 99,6 | 112,9 | 0,88 |
| FE-7,5-50-3 | 109,4 | 112,9 | 0,97 |
| FE-7,5-60-2 | 103,8 | 123,8 | 0,84 |
| FE-7,5-60-3 | 120,1 | 123,8 | 0,97 |
| FE-7,5-80-1 | 110,8 | 92,5 | 1,20 |
| FE-7,5-80-2 | 127,6 | 123,3 | 1,04 |
| FE-7,5-80-5 | 142,5 | 154,1 | 0,92 |
| FE-7,5-100-1 | 124,1 | 116,8 | 1,06 |
| FE-7,5-100-2 | 144,1 | 155,7 | 0,93 |
| FE-7,5-100-5 | 163,3 | 194,6 | 0,84 |
| FE-10-50-2 | 111,1 | 120,0 | 0,93 |
| FE-10-60-2 | 116,0 | 130,0 | 0,89 |
| FE-10-60-3 | 120,6 | 130,0 | 0,93 |
| FE-10-80-2 | 126,8 | 159,6 | 0,79 |
| FE-10-80-3 | 141,1 | 159,6 | 0,88 |
| FE-10-100-2 | 163,4 | 200,0 | 0,82 |
| FE-12,5-60-2 | 123,3 | 136,8 | 0,90 |
| FE-12,5-60-3 | 126,1 | 136,8 | 0,92 |
| FE-12,5-80-1 | 115,6 | 99,3 | 1,16 |
| FE-12,5-80-3 | 136,0 | 165,5 | 0,82 |
| FE-12,5-80-4 | 132,5 | 132,4 | 1,00 |
| FE-12,5-80-5 | 148,6 | 165,5 | 0,90 |
| FE-12,5-100-1 | 127,0 | 123,4 | 1,03 |
| FE-12,5-100-2 | 147,0 | 164,6 | 0,89 |
| FE-12,5-100-4 | 154,4 | 205,7 | 0,75 |
| FE-12,5-100-5 | 167,9 | 205,7 | 0,82 |

$$\bar{x} = 0,95$$

$$v = 0,112$$

Statistische Bestimmung des Widerstandsmodells der Stahltragfähigkeit
(Auswertung aller Versuche, $n = 146$)

1. Bemessungsmodell

$$P_y = 0,72 \cdot \left(\frac{f_{ct} \cdot t_c}{f_y \cdot t_w} \right)^{0,4} \cdot f_y \cdot t_w \cdot e_x$$

Auswertung aller Versuche ($n = 146$)

3. Schätzung der Mittelwertkorrektur b sowie 4. des Variationskoeffizienten der Streugröße δ

$$b = 0,995 \quad s_{\Delta}^2 = 0,010 \quad V_{\delta} = 0,101$$

6. Bestimmung der Variationskoeffizienten V_{xi} der Basisvariablen

| Basisvariable | Wichtung | V_{xi} | X_i/X_m |
|-----------------------------------|----------|----------|-----------|
| Streckgrenze der Stahldübel f_y | 0,600 | 0,070 | 0,87 |
| Blechdicke der Stahldübel t_w | 0,600 | 0,025 | 1,00 |
| Betondruckfestigkeit $f_{c,cyl}$ | 0,267 | 0,096 | 1,00 |
| Betondicke t_c | 0,400 | 0,106 | 1,00 |
| Abstand der Ausnehmungen e_x | 1,000 | 0,031 | 1,00 |

7. Bestimmung des charakteristischen Wertes R_k und des Bemessungswertes R_d

$$V_{rt} = 0,074 \quad V_r = 0,125$$

$$Q_{rt} = 0,073 \quad Q_{\delta} = 0,101 \quad Q = 0,124$$

$$k_n = 1,64 \quad k_{d,n} = 3,04$$

$$R_k = g_{rt}(X_m) \cdot 0,804$$

$$R_d = g_{rt}(X_m) \cdot 0,675$$

$$\gamma_m = 1,191$$

8. Anpassung des Bemessungsansatzes P_d

$$k_c = 0,920 \quad \gamma_m^* = 1,095$$

$$k^* = 1,141$$

$$P_{yd} = 0,66 \cdot \left(\frac{f_{ctm} \cdot t_c}{f_{yk} \cdot t_w} \right)^{0,4} \cdot f_{yk} \cdot t_w \cdot e_x \cdot \frac{1}{\gamma_v}$$

Statistische Bestimmung des Widerstandsmodells der Stahltragfähigkeit
(Auswertung aller experimentellen Versuche, $n = 106$)

| |
|--|
| 1. Bemessungsmodell |
| $P_y = 0,72 \cdot \left(\frac{f_{ct} \cdot t_c}{f_y \cdot t_w} \right)^{0,4} \cdot f_y \cdot t_w \cdot e_x$ |
| Auswertung aller experimentellen Versuche ($n = 106$) |

| |
|--|
| 3. Schätzung der Mittelwertkorrektur b sowie 4. des Variationskoeffizienten der Streugröße δ |
| $b = 0,994 \quad s_{\Delta}^2 = 0,010 \quad V_{\delta} = 0,099$ |

| 6. Bestimmung der Variationskoeffizienten V_{xi} der Basisvariablen | | | |
|---|----------|----------|-----------|
| Basisvariable | Wichtung | V_{xi} | X_n/X_m |
| Streckgrenze der Stahldübel f_y | 0,600 | 0,070 | 0,87 |
| Blechdicke der Stahldübel t_w | 0,600 | 0,025 | 1,00 |
| Betondruckfestigkeit $f_{c,cyl}$ | 0,267 | 0,096 | 1,00 |
| Betondicke t_c | 0,400 | 0,106 | 1,00 |
| Abstand der Ausnehmungen e_x | 1,000 | 0,031 | 1,00 |

| | | |
|---|----------------------|-------------|
| 7. Bestimmung des charakteristischen Wertes R_k und des Bemessungswertes R_d | | |
| $V_{rt} = 0,074$ | $V_r = 0,123$ | |
| $Q_{rt} = 0,073$ | $Q_{\delta} = 0,099$ | $Q = 0,123$ |
| $k_n = 1,64$ | $k_{d,n} = 3,04$ | |
| $R_k = g_{rt}(X_m) \cdot 0,807$ | | |
| $R_d = g_{rt}(X_m) \cdot 0,679$ | | |
| $\gamma_m = 1,188$ | | |

| | |
|---|----------------------|
| 8. Anpassung des Bemessungsansatzes P_d | |
| $k_c = 0,920$ | $\gamma_m^* = 1,093$ |
| $k^* = 1,144$ | |
| $P_{yd} = 0,66 \cdot \left(\frac{f_{ctm} \cdot t_c}{f_{yk} \cdot t_w} \right)^{0,4} \cdot f_{yk} \cdot t_w \cdot e_x \cdot \frac{1}{\gamma_v}$ | |

Statistische Bestimmung des Widerstandsmodells der Tragfähigkeit bei Spalten

| 1. Bemessungsmodell | | | | | |
|--|----------------------|---------------------------|---|----------------------|-----------|
| $P_{c,sp} = \frac{0,17e_x^2 + 0,28t_c^2}{0,25 \cdot (1 - t_w/t_c)} \cdot f_{ct}$ | | | Auswertung aller experimentellen Versuche (n = 34) | | |
| 3. Schätzung der Mittelwertkorrektur b sowie 4. des Variationskoeffizienten der Streugröße δ | | | | | |
| b = 1,013 | | $s_{\Delta}^2 = 0,021$ | | $V_{\delta} = 0,147$ | |
| 6. Bestimmung der Variationskoeffizienten V_{xi} und Standardabweichungen σ_i der Basisvariablen | | | | | |
| Basisvariable | V_{xi} | \underline{X}_{mi} | $\underline{X}_{j,Sens.}$ | σ_i | X_m/X_m |
| Blechdicke der Stahldübel t_w [mm] | 0,025 | 8,82 | 3,00 | 0,221 | 1,00 |
| Betondruckfestigkeit $f_{c,cyl}$ [N/mm ²] | 0,096 | 157,9 | 120,0 | 5,088 | 1,00 |
| Betondicke t_c [mm] | 0,106 | 56,47 | 60,00 | 4,339 | 1,00 |
| Abstand der Ausnehmungen e_x [mm] | 0,031 | 100,00 | 75,00 | 3,116 | 1,00 |
| 7a. Bestimmung des Variationskoeffizienten V_{rt} der Bauteil- und Materialstreuungen | | | | | |
| Berechnungsschritte | \underline{X}_{mi} | $\underline{X}_{j,Sens.}$ | | | |
| $\frac{\partial g_{rt}}{\partial t_w} = \frac{0,17e_x^2 + 0,28t_c^2}{0,25 t_c \cdot (1 - t_w/t_c)^2} \cdot f_{ct}$ | 2.184 | 1.011 | | | |
| $\frac{\partial g_{rt}}{\partial f_{c,cyl}} = \frac{0,17e_x^2 + 0,28t_c^2}{0,25 \cdot (1 - t_w/t_c)} \cdot 0,20 \cdot f_{c,cyl}^{-1/3}$ | 455 | 335 | | | |
| $\frac{\partial g_{rt}}{\partial t_c} = \frac{0,56t_c^3 - 0,84t_c^2 t_w - 0,17e_x^2 t_w}{0,25 \cdot (t_c - t_w)^2} \cdot f_{ct}$ | 928 | 936 | | | |
| $\frac{\partial g_{rt}}{\partial e_x} = \frac{0,34e_x^2}{0,25 \cdot (1 - t_w/t_c)} \cdot f_{ct}$ | 1.364 | 748 | | | |
| $g_{rt}(\underline{X}_m)$ | 104.053 | 57.650 | | | |
| $V_{rt}^2 = \frac{1}{g_{rt}^2(\underline{X}_m)} \times \sum_{i=1}^j \left(\frac{\partial g_{rt}}{\partial X_i} \times \sigma_i \right)^2$ | 0,0037 | 0,0068 | | | |
| 7b. Bestimmung des charakteristischen Wertes R_k und des Bemessungswertes R_d | | | | | |
| $V_{rt} = 0,082$ | | $V_r = 0,168$ | | | |
| $Q_{rt} = 0,082$ | | $Q_{\delta} = 0,146$ | | $Q = 0,167$ | |
| $k_n = 1,73$ | | $k_{d,n} = 3,44$ | | | |
| $R_k = g_{rt}(\underline{X}_m) \cdot 0,750$ | | | | | |
| $R_d = g_{rt}(\underline{X}_m) \cdot 0,570$ | | | | | |
| $\gamma_m = 1,316$ | | | | | |
| 8. Anpassung des Bemessungsansatzes P_d | | | | | |
| $k_c = 1,000$ | | $\gamma_m^* = 1,316$ | | | |
| $k^* = 0,950$ | | | | | |
| $P_{cd,sp} = \frac{0,12e_x^2 + 0,20t_c^2}{0,25 \cdot (1 - t_w/t_c)} \cdot f_{ctm} \cdot \frac{1}{\gamma_v}$ | | | | | |

Sensitivitätsanalyse zur Ermittlung der maßgebenden Werte der Basisparameter

Die Untersuchung der Einflüsse der Basisparameter erfolgte, indem diese jeweils einzeln variiert wurden, während die übrigen Parameter konstant den im Rahmen der Versuche gemessenen Mittelwert (grau hinterlegt) aufwiesen. Der jeweils zugehörige Wert für V_{rt} ist in der folgenden Tabelle angegeben. Die aus der Sensitivitätsanalyse resultierenden Werte und Kombinationen der Basisparameter sind fett gedruckt. Werden diese Werte als Eingangsgrößen verwendet, ergibt sich $V_{rt} = 0,082$.

| Sensitivitätsanalyse zur Ermittlung der maßgebenden Größe der Basisparameter | | | | | | | |
|--|--|---|-------|-------|--------------|-------|-------|
| Basisvariable | Einheiten | Untersuchte Werte der Basisparameter und zugehöriges V_{rt} | | | | | |
| Blechdicke der Stahldübel t_w | \underline{X}_j [mm] | 3,0 | 5,0 | 8,8 | 10,0 | 15,0 | 20,0 |
| | V_{rt} [-] | 0,067 | 0,065 | 0,061 | 0,059 | 0,054 | 0,050 |
| Betondruckfestigkeit $f_{c,cyl}$ | \underline{X}_j [N/mm ²] | 120 | 130 | 150 | 158 | 175 | 200 |
| | V_{rt} [-] | 0,064 | 0,063 | 0,061 | 0,061 | 0,060 | 0,059 |
| Betondicke t_c | \underline{X}_j [mm] | 40,0 | 50,0 | 56,5 | 60,0 | 80,0 | 100,0 |
| | V_{rt} [-] | 0,056 | 0,059 | 0,061 | 0,061 | 0,063 | 0,062 |
| Abstand der Ausnehmungen e_x | \underline{X}_j [mm] | 75 | 100 | 125 | 150 | 200 | 250 |
| | V_{rt} [-] | 0,072 | 0,061 | 0,057 | 0,057 | 0,060 | 0,062 |

grau hinterlegt: experimentell gemessene Mittelwerte der jeweiligen Basisvariable und zugehöriges V_{rt}
 Fett: maßgebende Werte der Basisvariablen, deren Kombination zum größten V_{rt} führt

Verbundträgerversuche

B.1 Übersicht

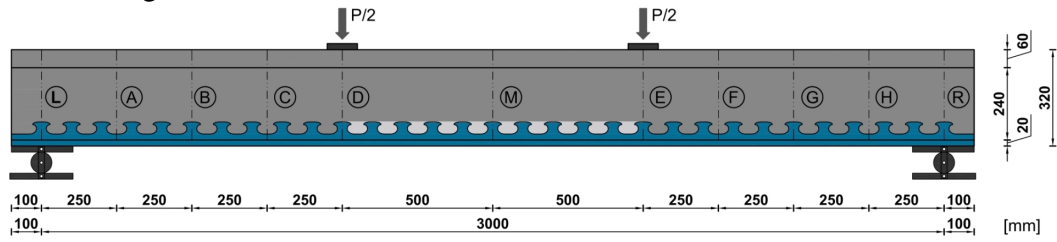
Versuchsmatrix

| Verbundträger | Verbunddübel | | UHPC | | | Bewehrung |
|---------------|------------------------------------|--------------------------|---|----------------------------|---|------------------------------|
| | Leisten- dicke t_{CL} [mm] | Abstand e_x [mm] | Mischung und Fasergehalt [Vol.-%] | Betonhöhe h_c [mm] | Breite $t_{c,Steg} / t_{c,Platte}$ [mm] | B500 Ø 6 mm [mit/ohne] |
| PB-30-3-1 | 3 | 100 | B5Q-2,5 | 300 | 60/300 | mit |
| PB-30-3-2 | 3 | 100 | B5Q-2,5 | 300 | 40/280 | ohne |
| PB-30-3-3 | 3 | 200 | B5Q-2,5 | 300 | 60/300 | mit |
| PB-30-5-1 | 5 | 100 | B5Q-2,5 | 300 | 60/300 | mit |
| PB-30-5-2 | 5 | 100 | B5Q-0,9 | 300 | 60/300 | mit |
| PB-30-5-3 | 5 | 100 | B5Q-2,5 | 300 | 60/300 | ohne |
| PB-30-10-1 | 10 | 100 | B5Q-2,5 | 300 | 60/300 | mit |
| PB-30-10-2 | 10 | 200 | B5Q-2,5 | 300 | 60/300 | mit |
| PB-30-10-3 | 10 | 100 | B5Q-2,5 | 300 | 60/300 | ohne |
| PB-30-10-4 | 10 | 100 | B5Q-0,9 | 300 | 60/300 | mit |
| PB-46-3-1 | 3 | 100 | B5Q-2,5 | 460 | 60/300 | mit |
| PB-46-10-1 | 10 | 100 | B5Q-2,5 | 460 | 60/300 | mit |

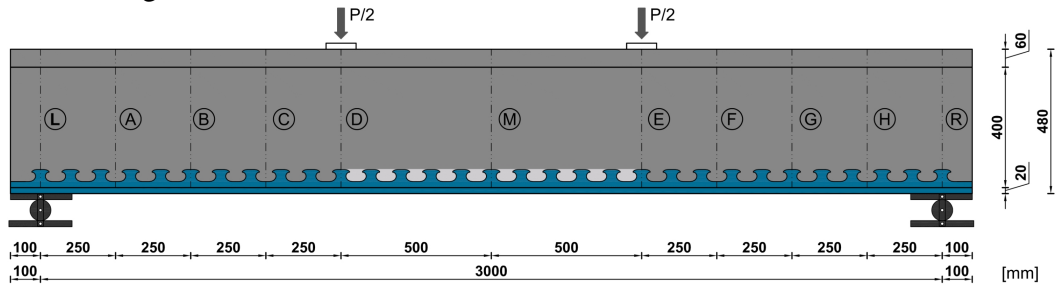
Abmessungen der externen Bewehrung für alle Verbundträger: 120 mm x 20 mm

Versuchsaufbau

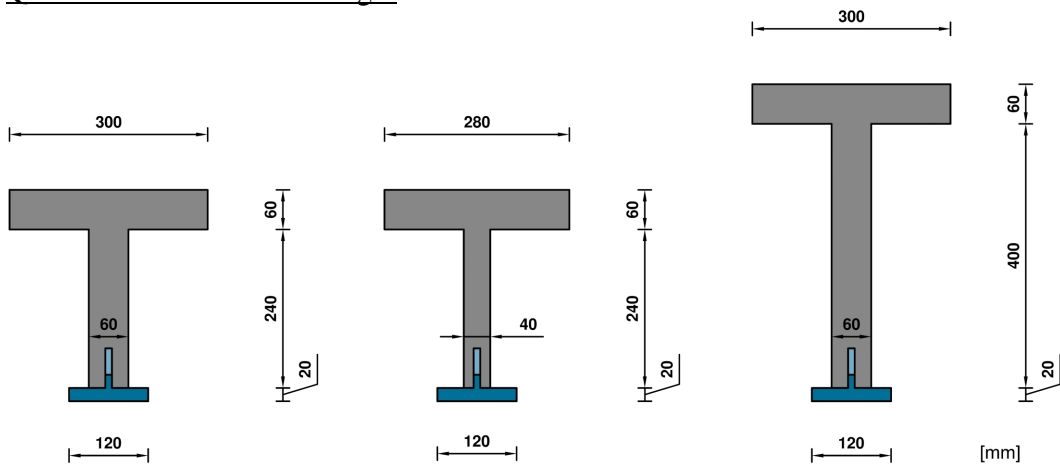
Verbundträger mit 30 cm Betonhöhe



Verbundträger mit 46 cm Betonhöhe



Querschnitte der Verbundträger



Materialeigenschaften

Materialeigenschaften des UHPC

| Verbundträger | Betonrezeptur und Fasergehalt [Vol.-%] | Druckfestigkeit $f_{cm,150}$ [N/mm ²] | Zugfestigkeit $f_{ctm,28d}$ [N/mm ²] | E-Modul $E_{cm,28d}$ [N/mm ²] |
|---------------|--|---|--|---|
| PB-30-3-1 | B5Q-2,5 | 199,4 | 7,88 | 52.419 |
| PB-30-3-2 | B5Q-2,5 | 197,7 | 8,12 | 51.838 |
| PB-30-3-3 | B5Q-2,5 | 201,3 | 8,12 | 50.959 |
| PB-30-5-1 | B5Q-2,5 | 192,3 | 7,94 | 51.786 |
| PB-30-5-2 | B5Q-0,9 | 187,3 | 5,62 | 50.180 |
| PB-30-5-3 | B5Q-2,5 | 202,5 | 7,54 | 50.926 |
| PB-30-10-1 | B5Q-2,5 | 199,5 | 8,07 | 51.413 |
| PB-30-10-2 | B5Q-2,5 | 200,3 | 7,94 | 50.281 |
| PB-30-10-3 | B5Q-2,5 | 198,5 | 8,61 | 51.321 |
| PB-30-10-4 | B5Q-0,9 | 191,7 | 5,62 | 47.184 |
| PB-46-3-1 | B5Q-2,5 | 199,4 | 8,61 | 51.448 |
| PB-46-10-1 | B5Q-2,5 | 196,7 | 7,86 | 51.258 |

Materialeigenschaften der Verbunddübelleisten

| Leistendicke [mm] | Stahlgüte | Streckgrenze $f_{y,CL}$ [N/mm ²] | Zugfestigkeit $f_{u,CL}$ [N/mm ²] | E-Modul E_{CL} [N/mm ²] |
|----------------------|-----------|--|---|---|
| 10 | S 355 | 410,0 | 482,3 | 202.400 |
| 5 | S 235 | 325,0 | 389,3 | 212.400 |
| 3 | S 235 | 338,3 | 398,7 | 214.600 |

Materialeigenschaften des Flansches (externe Bewehrung)

| Abmessungen [mm] | Stahlgüte | Streckgrenze $f_{y,a}$ [N/mm ²] | Zugfestigkeit $f_{u,a}$ [N/mm ²] | E-Modul E_a [N/mm ²] |
|---------------------|-----------|---|--|--|
| 120 x 20 | S 355 | 402,5 | 518,8 | 215.000 |

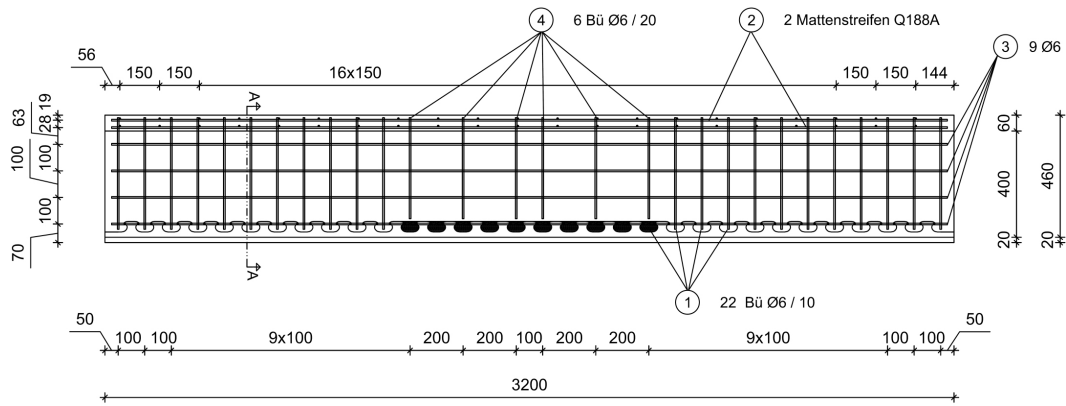
Materialeigenschaften der Betonstahlbewehrung

| Bewehrungsart und Einbauort | Stahlgüte | Streckgrenze $f_{y,s}$ [N/mm ²] | Zugfestigkeit $f_{u,s}$ [N/mm ²] | E-Modul E_s [N/mm ²] |
|--------------------------------|-----------|---|--|--|
| Stabstahl (Steg) | B500B | 642,1 | 700,3 | 210.000* |
| Matte (Platte) | B500A | 524,4 | 648,0 | 210.000* |

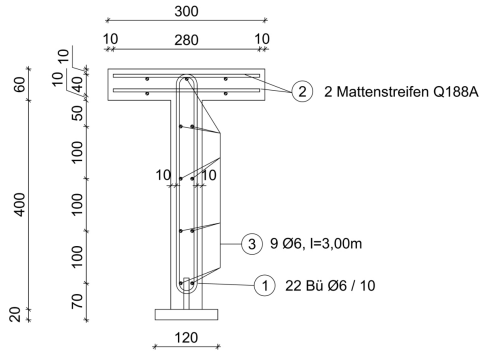
* Es wurde keine Messung des E-Moduls am Bewehrungsstahl durchgeführt.

B.2 Konstruktionszeichnungen

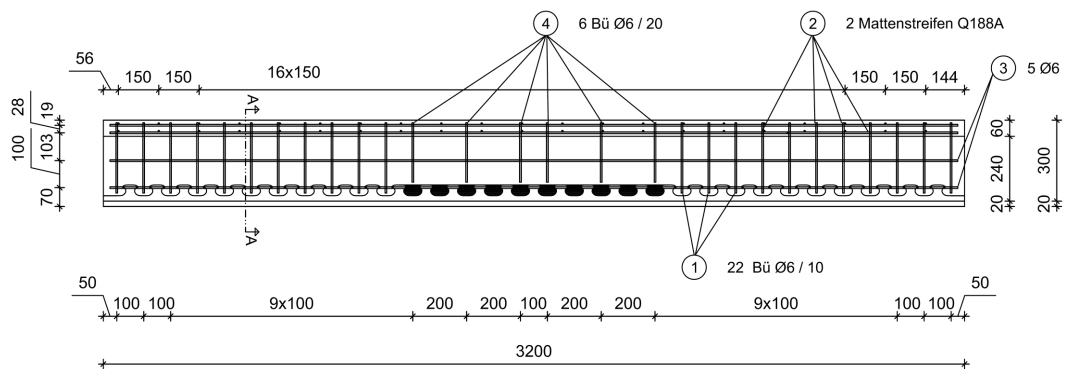
Bewehrungsplan für Balken mit 46 cm Betonhöhe



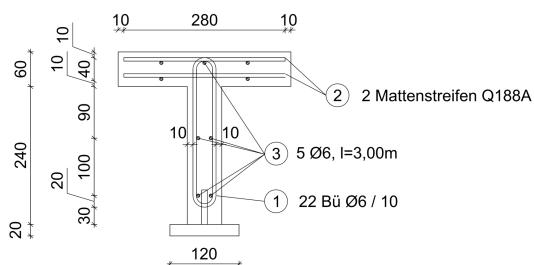
Schnitt A-A:



Bewehrungsplan für Balken mit 30 cm Betonhöhe

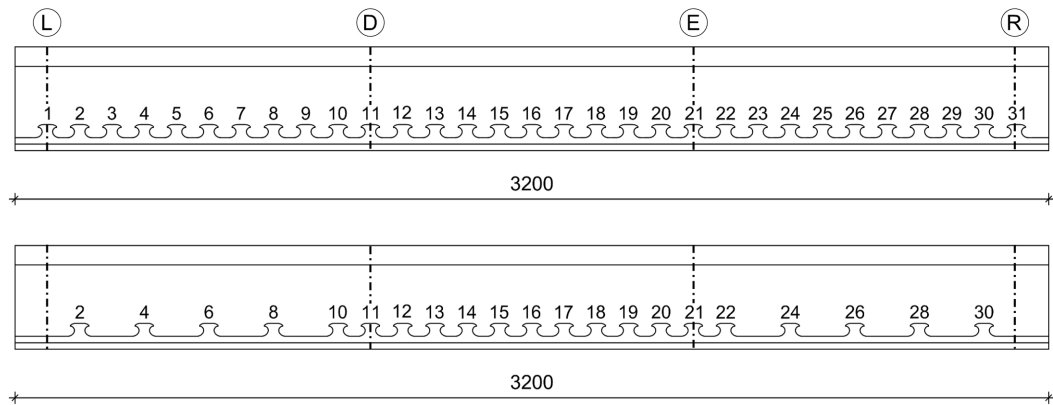


Schnitt A-A:



Verbunddübelleisten

Vor dem Anbringen der Messtechnik wurden die Stahldübel von links (Schnitt L) nach rechts (Schnitt R) durchnummeriert. Die Bezeichnung/Nummerierung der Stahldübel kann den folgenden Abbildungen entnommen werden.



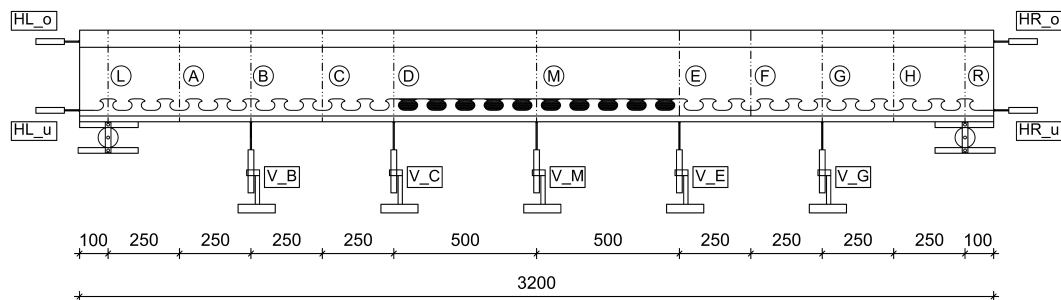
B.3 Messtechnik

Definitionen zur Lage und Benennung der Messtechnik

Die Vorderseite eines Verbundträgers besitzt die Abkürzung V (vorne) und ist definiert als die Seite, bei der der Schnitt L auf der linken Seite liegt. Die Rückseite der Verbundträger ist mit dem Buchstaben H (hinten) gekennzeichnet. Dehnmessstreifen für Stahlelemente (Stahldübel, externe Bewehrung und Betonstahlbewehrung) sind grundsätzlich in grün gekennzeichnet und Dehnmessstreifen, die auf Beton geklebt wurden, in rot.

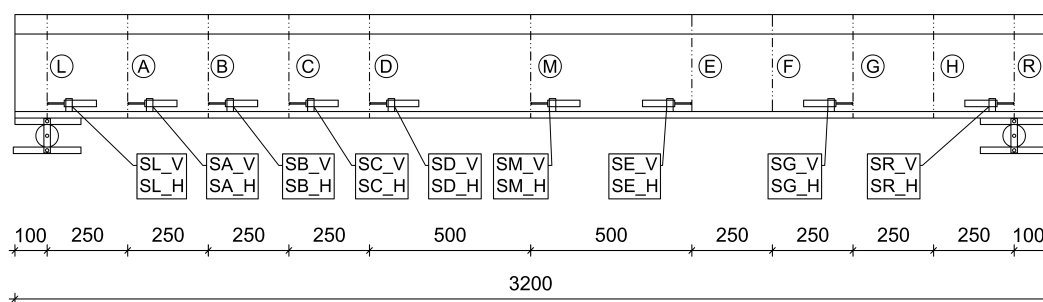
Durchbiegung und Auflagerverdrehung

Für alle Träger erfolgte die Messung der Durchbiegung und Auflagerverdrehung mittels induktiver Wegaufnehmer. Die Durchbiegung wurde in den Schnitten B, D, M, E und G gemessen. Durch die Auswertung der horizontalen Wegaufnehmer an den Trägerrändern konnte die Auflagerverdrehung ermittelt werden.



Schlupfmessungen

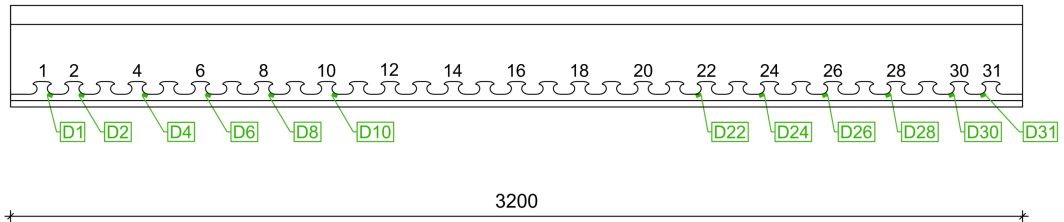
Für alle Träger erfolgte die Schlupfmessung mittels induktiver Wegaufnehmer an den gekennzeichneten Schnitten jeweils vorne (_V) und hinten (_H).



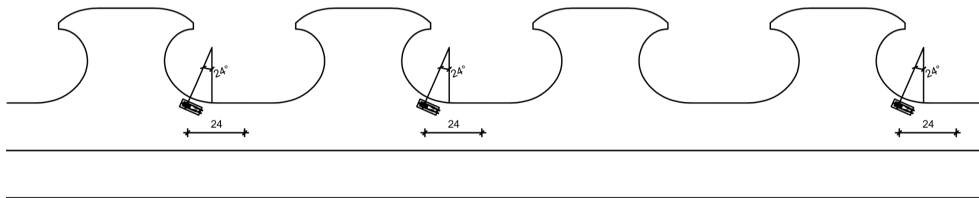
Dehnungsmessungen

Dehnungsmessungen an den Stahldübeln

Bei den Verbundträgern PB-30-3-1, PB-30-10-1, PB-46-3-1 und PB-46-10-1 wurden die Dehnungen an allen unten markierten Stahldübeln jeweils unter einem Winkel von 24° gemessen, was einer Entfernung von 24 mm zur Mitte des Dübelgrunds entspricht. Bei den übrigen Trägern fehlten die DMS D1, D24, D28 und D31.



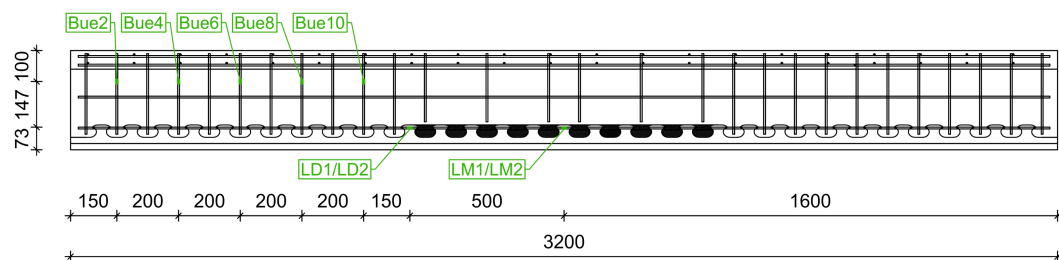
Die genaue DMS-Positionierung ist in der folgenden Abbildung dargestellt.



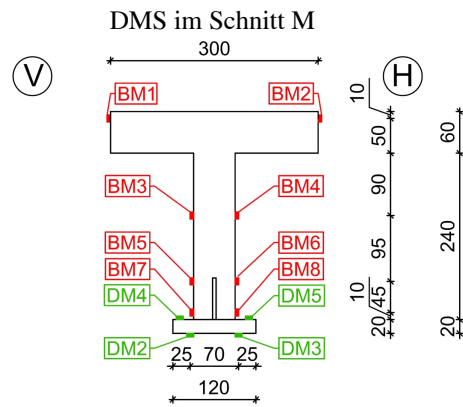
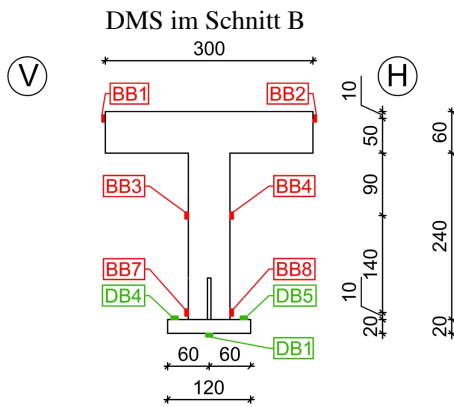
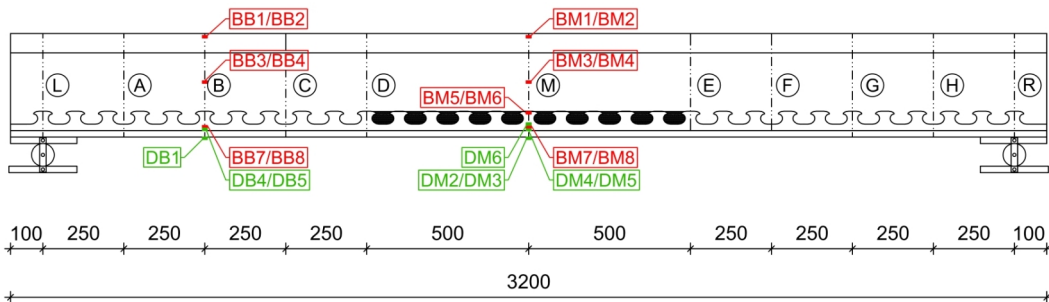
Dehnungsmessungen an der Betonstahlbewehrung

Die Lage der DMS auf der Bügelbewehrung betrug für beide Querschnittshöhen einheitlich 220 mm von Unterkante Stahlflansch. Auf jeden Bügel wurde nur ein DMS geklebt. Die beiden Bewehrungsstäbe in der unteren Lage wurden jeweils im Schnitt D und M mit einem DMS versehen.

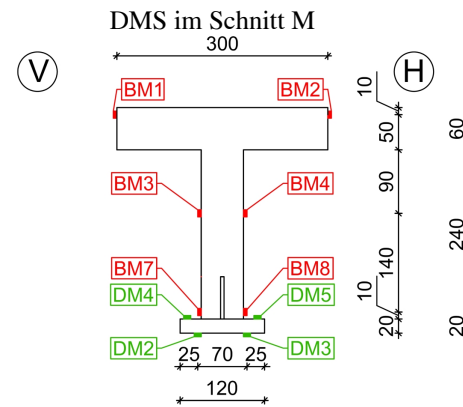
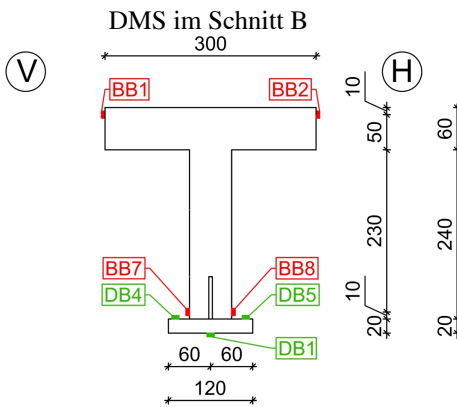
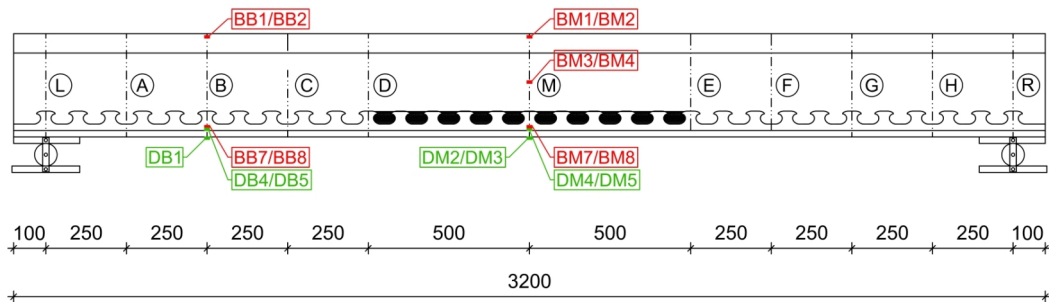
Die Dehnungsmessungen erfolgten nur an den Trägern PB-30-3-1, PB-30-5-1, PB-30-10-1, PB-46-3-1 und PB-46-10-1.



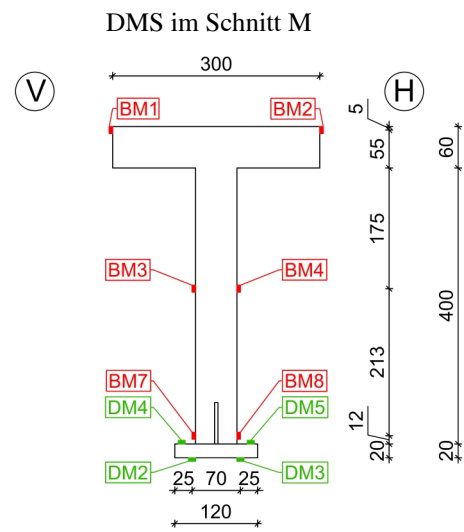
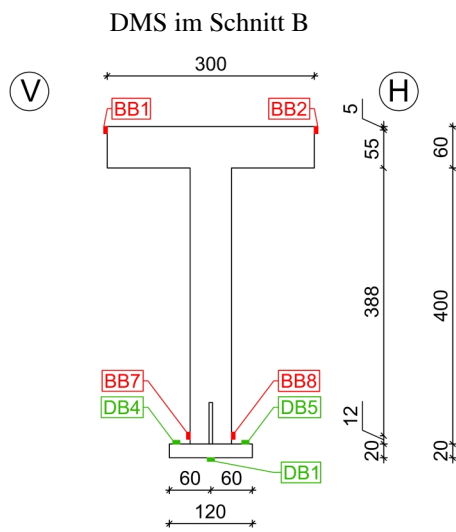
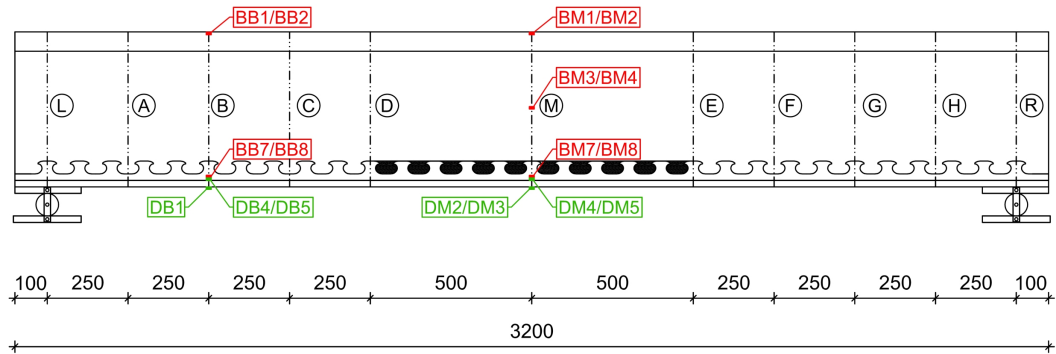
Dehnungsmessung am Stahlflansch und am UHPC bei 30 cm Betonhöhe
 (gültig für: PB-30-3-1, PB-30-3-3, PB-30-5-1, PB-30-10-1 und PB-30-10-2)



Dehnungsmessung am Stahlflansch und am UHPC bei 30 cm Betonhöhe
 (gültig für: PB-30-3-2, PB-30-5-2, PB-30-5-3, PB-30-10-3 und PB-30-10-4)



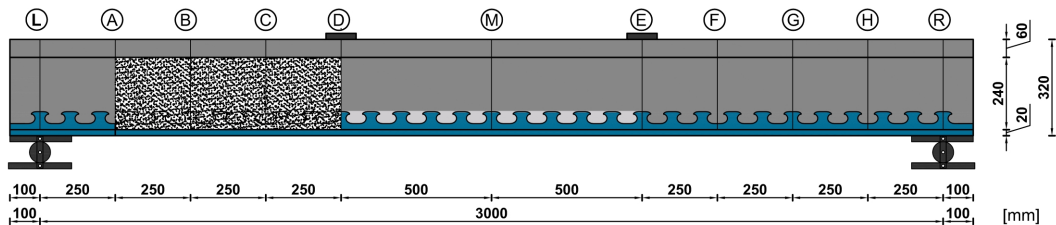
Dehnungsmessung am Stahlflansch und am UHPC bei 46 cm Betonhöhe
(PB-46-3-1 und PB-46-10-1)



Optische Messung

Die optische Messung mit Aramis erfolgte nur für folgende Verbundträger:
PB-30-3-1, PB-30-3-2, PB-30-5-3, PB-30-10-1, PB-30-10-3 und PB-46-10-1

Der Messbereich lag immer zwischen den Schnitten A und D.



B.4 Theoretische Tragfähigkeit der Verbundträger

Ermittlung der plastischen Momententragfähigkeit der Verbundträger

1. Berechnung der plastischen Normalkrafttragfähigkeit $N_{pl,a}$ der externen Bewehrung

$$N_{pl,a} = A_a \cdot f_{y,a} + A_{CL,u,10} \cdot f_{y,a}$$

mit:

| | |
|---------------|--|
| $N_{pl,a}$ | plastische Normalkrafttragfähigkeit der externen Bewehrung [N] |
| A_a | Fläche der externen Bewehrung [mm ²] |
| $A_{CL,u,10}$ | durchlaufender Teil der Verbunddübeln mit 10 mm Dicke (20 mm x 10 mm) [mm ²] |
| $f_{y,a}$ | Streckgrenze der externen Bewehrung [N/mm ²] |

Der durchlaufende Teil der Verbunddübeln $A_{CL,u}$ wird nur bei $t_{CL} = 10$ mm berücksichtigt, da ansonsten die Streckgrenze der Verbunddübeln mit S 235 kleiner ist als die des Flansches (S 355).

2. Ermittlung der Schubtragfähigkeit $v_{l,PB}$ der Verbunddübeln im Plattenbalken

Die Schubtragfähigkeit aus den Push-Out Versuchen $F_{max,PO}$ wird im Hinblick auf die geänderten Randbedingungen im Verbundträger angepasst und auf einen Meter Länge bezogen. Die Anpassungsfaktoren c ergeben sich als Mittelwert aus allen experimentellen Push-Out Versuchen mit den verschiedenen Randbedingungen.

| Veränderung gegenüber Push-Out Versuch der Serie 6 | Zugehöriger Push-Out Versuch | Einzelfaktor c |
|--|------------------------------|------------------|
| mit Bewehrung | POCL 51 | 1,087 |
| mit Bewehrung | POCL 52 | 1,034 |
| mit Bewehrung | POCL 53 | 1,059 |
| 200 mm Abstand der Stahldübel | POCL 51 | 0,6* |
| 200 mm Abstand der Stahldübel | POCL 53 | 0,6* |
| 0,9 Vol.-% Stahlfasergehalt | POCL 51 | 0,943 |
| 0,9 Vol.-% Stahlfasergehalt | POCL 52 | 0,823 |
| 40 mm Betondicke | POCL 53 | 0,880 |

* Ermittelt aus FE-Berechnungen

Der Anpassungsfaktor bei einem verdoppelten Stahldübelabstand zeigt, dass sich die Vergrößerung des Betondübeln im Vergleich zu den Stahldübeln positiv auf das Tragverhalten auswirkt, da die Betonschädigungen geringer sind.

3. Berechnung des Verdübelungsgrades η

Der Abstand zwischen den kritischen Schnitten des Lasteinleitungspunkts und des Auflagerpunkts beträgt 1,00 m und es wird von einer gleichmäßigen Schubkraftverteilung ausgegangen. Der Verdübelungsgrad berechnet sich daher wie folgt:

$$\eta = \frac{v_{l,PB} \cdot 1,00 \text{ m}}{N_{pl,a}}$$

In der folgenden Tabelle ist die Ermittlung des Verdübelungsgrades für alle Verbundträger zusammengefasst.

| Verbundträger | Externe Bewehrung | Verbunddübelreihe | | | Verdübelung |
|---------------|--------------------|------------------------|---------------|----------------------|---------------|
| | $N_{pl,a}$ [kN] | $F_{max,PO}$ [kN/m] | c [-] | $v_{l,PB}$ [kN/m] | η [%] |
| PB-30-3-1 | 966,0 | 377,8 | 1,059 | 500,1 | 51,8 |
| PB-30-3-2 | 966,0 | 377,8 | 0,880 | 415,6 | 43,0 |
| PB-30-3-3 | 966,0 | 377,8 | 1,059 · 0,6 | 300,1 | 31,1 |
| PB-30-5-1 | 966,0 | 536,6 | 1,034 | 693,6 | 71,8 |
| PB-30-5-2 | 966,0 | 536,6 | 1,034 · 0,823 | 570,8 | 59,1 |
| PB-30-5-3 | 966,0 | 536,6 | 1,0 | 670,8 | 69,4 |
| PB-30-10-1 | 1046,5 | 973,7 | 1,087 | 1323,0 | 126,4 |
| PB-30-10-2 | 1046,5 | 973,7 | 1,087 · 0,6 | 793,8 | 75,9 |
| PB-30-10-3 | 1046,5 | 973,7 | 1,0 | 1217,1 | 116,3 |
| PB-30-10-4 | 1046,5 | 973,7 | 1,087 · 0,943 | 1248,1 | 119,3 |
| PB-46-3-1 | 966,0 | 377,8 | 1,059 | 500,1 | 51,8 |
| PB-46-10-1 | 1046,5 | 973,7 | 1,087 | 1323,0 | 126,4 |

4. Ermittlung der plastischen Momententragfähigkeit $M_{pl,a}$ der externen Bewehrung

Der Vollständigkeit halber wird auch die plastische Momententragfähigkeit der externen Bewehrung ermittelt, selbst wenn diese im Verhältnis zu M_{pl} nur sehr gering ist. In Analogie zum Vorgehen bei der Berechnung von $N_{pl,a}$ wird bei den Verbunddübelreihen mit 10mm Dicke zusätzlich zur externen Bewehrung auch noch der durchlaufende Teil der Verbunddübelreihe bei der Ermittlung von $M_{pl,a}$ berücksichtigt.

5. Ermittlung der vollplastischen Momententragfähigkeit M_{pl} der Verbundträger

Bei den untersuchten Verbundträgern liegen aufgrund des ultrahochfesten Betons nur sehr kleine Druckzonenhöhen vor. Unter Berücksichtigung des Faktors 0,85 zur Umrechnung der Druckspannungen in einen rechteckigen Spannungsbereich und einer mittleren Druckfestigkeit von $f_{cm} = 197 \text{ N/mm}^2$ ergeben sich Hebelarme z , die in der Größenordnung der Höhe des Betonquerschnitts liegen. Die aus den Begleitprüfkörpern für jeden Verbundträger ermittelten Druckfestigkeiten wurden zur genauen Berechnung des jeweiligen Hebelarms berücksichtigt. Die vollplastischen Momententragfähigkeiten M_{pl} resultieren dann zu:

$$M_{pl} = N_{pl,a} \cdot z$$

6. Berechnung der Querschnittstragfähigkeit M_m der Verbundträger

Die tatsächliche Querschnittstragfähigkeit der Verbundträger hängt vom Verdübelungsgrad ab und kann nach der Teilverbundtheorie bzw. nach dem Teilverbunddiagramm mit folgender Formel ermittelt werden:

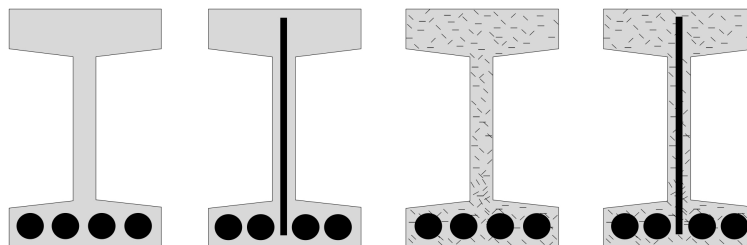
$$M_m = M_{pl,a} + (M_{pl} - M_{pl,a}) \cdot \eta \leq M_{pl}$$

In der folgenden Tabelle ist die Ermittlung von M_m für alle Verbundträger zusammengefasst. Die aus diesem Moment zu erwartende, maximale Tragfähigkeit der Verbundträger $P_{m,M}$ ergibt sich aufgrund der Vier-Punkt Biegebelastung und der vorhandenen Geometrie zu: $P_{m,M} = 2 \cdot M_m / 1 \text{ m}$.

| Verbundträger | Externe Bewehrung | Verbundträger | | | |
|---------------|---------------------|---------------|-------------------|----------------|-------------------|
| | $M_{pl,a}$ [kNm] | z [m] | M_{pl} [kNm] | M_m [kNm] | $P_{m,M}$ [kN] |
| PB-30-3-1 | 4,8 | 0,301 | 290,3 | 152,6 | 305,2 |
| PB-30-3-2 | 4,8 | 0,300 | 289,5 | 127,3 | 254,6 |
| PB-30-3-3 | 4,8 | 0,301 | 290,4 | 93,5 | 187,1 |
| PB-30-5-1 | 4,8 | 0,300 | 289,9 | 209,5 | 419,0 |
| PB-30-5-2 | 4,8 | 0,300 | 289,7 | 173,1 | 346,3 |
| PB-30-5-3 | 4,8 | 0,301 | 290,4 | 203,1 | 406,2 |
| PB-30-10-1 | 6,4 | 0,298 | 312,0 | 312,0 | 624,1 |
| PB-30-10-2 | 6,4 | 0,298 | 312,0 | 238,3 | 476,6 |
| PB-30-10-3 | 6,4 | 0,298 | 312,0 | 312,0 | 624,0 |
| PB-30-10-4 | 6,4 | 0,298 | 311,6 | 311,6 | 623,2 |
| PB-46-3-1 | 4,8 | 0,461 | 444,8 | 232,6 | 465,2 |
| PB-46-10-1 | 6,4 | 0,458 | 479,3 | 479,3 | 958,7 |

Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit der Verbundträger

Die theoretische Querkrafttragfähigkeit der Verbundträger wird mit Hilfe der Ansätze von *Thiemicke* [Thi15] überprüft. In [Thi15] werden Ingenieurmodelle zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit von UHPC-Trägern mit Stahlfasern und konventioneller Betonstahlbewehrung vorgestellt. Diese experimentellen Untersuchungen erfolgten an gegliederten UHPC-Querschnitten mit 3 cm Stegbreite. Es wurden Träger ohne Stahlfasern und Betonstahlbewehrung, solche nur mit Betonstahlbewehrung, nur mit Stahlfasern oder einer Kombination aus beidem untersucht. Im Untergurt des UHPC-Trägers wurden vier Betonstahlstäbe mit $\varnothing 25$ und einem Gesamtquerschnitt von $A_s = 19,3 \text{ cm}^2$ eingelegt. Die untersuchten Querschnitte der UHPC-Träger (siehe folgende Abbildung) sind den eigenen Querschnitten der Verbundträger mit externer Bewehrung also sehr ähnlich.



Der Vergleich der vorgestellten Bemessungsregeln mit früher entwickelten Ansätzen für UHPC und Normalbeton, wie z.B. in [Ass13] oder [Ber12] enthalten, zeigte dabei eine bessere Abschätzung der Querkrafttragfähigkeit der durchgeführten Versuche. Darüber hinaus wurde das Modell von *Thiemicke* [Thi15] an weiteren Balken aus UHPC überprüft und die Querkraftnachweisführung im Entwurf der Richtlinie des DAfStb zur „Bemessung, Herstellung und Ausführung von Bauteilen aus ultrahochfestem Beton“ [DAf17e] wurden diese Ansätze weitestgehend übernommen.

Beim additiven Modellansatz von *Thiemicke [Thi15]* setzt sich die mittlere Querkrafttragfähigkeit V_m eines UHPC Trägers aus den Traganteilen des Betons $V_{m,c}$, der vertikalen Querkraftbewehrung $V_{m,s}$ und der Stahlfasern $V_{m,f}$ zusammen:

$$V_m = V_{m,c} + V_{m,s} + V_{m,f}$$

und

$$V_{m,c} = \left[\frac{0,15}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_{l,UHPC} \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,12 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{m,s} = a_{sw} \cdot f_{y,sw} \cdot z \cdot \cot \theta$$

$$V_{m,f} = \sigma_{cf0} \cdot b_w \cdot z \cdot \cot \theta$$

mit:

| | |
|-----------------|--|
| V_m | Mittelwert der Querkrafttragfähigkeit [N] |
| $V_{m,c}$ | Querkrafttraganteil des ultrahochfesten Betons [N] |
| $V_{m,s}$ | Querkrafttraganteil der vertikalen Querkraftbewehrung aus Betonstahl [N] |
| $V_{m,f}$ | Querkrafttraganteil der Stahlfasern [N] |
| γ_c | Teilsicherheitsbeiwert für Beton [-] |
| k | Faktor zur Berücksichtigung des Maßstabseinflusses, $k = 1 + (200/d)^{0,5}$ [-] |
| $\rho_{l,UHPC}$ | Längsbewehrungsgrad des UHPC mit Betonstahlbewehrung [-] |
| f_{ck} | charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit [N/mm ²] |
| σ_{cp} | Normalspannung im Querschnitt infolge Last oder Vorspannung [N/mm ²] |
| b_w | maßgebende Stegbreite des Querschnitts [mm] |
| d | statische Nutzhöhe [mm] |
| a_{sw} | Fläche der Bügelbewehrung pro Längeneinheit des Trägers [mm ² /mm] |
| $f_{y,sw}$ | Streckgrenze der Bügelbewehrung [N/mm ²] |
| z | innerer Hebelarm [mm] |
| θ | Druckstrebenneigung [°]; im Ingenieurmodell zu 40° festgelegt |
| σ_{cf0} | Faserwirksamkeit [N/mm ²] |

Zur Ermittlung der mittleren Querkrafttragfähigkeit der Verbundträger wird der Teilsicherheitsbeiwert für Beton zu 1,0 gesetzt und die statische Nutzhöhe d von der Oberkante des Betons bis zur Mitte der externen Bewehrung gewählt. Der innere Hebelarm beträgt $0,9d$ und für die Ermittlung des Längsbewehrungsgrads wird die Breite des Steges über die gesamte Querschnittshöhe berücksichtigt. Die angesetzte Fläche A_a der externen Bewehrung ergibt sich unter Berücksichtigung des vorhandenen Verdübelungsgrads, da bei einem Verdübelungsgrad $\eta \leq 1,0$ die externe Längsbewehrung nicht vollständig aktiviert wird. Eine eventuell vorhandene Betonstahllängsbewehrung wird vernachlässigt. Die Betondruckfestigkeit und die Streckgrenze der Bügelbewehrung wurden im Rahmen der Konformitätsprüfungen ermittelt und können Anhang B.1 entnommen werden.

Die Faserwirksamkeit σ_{cf0} kann, wie in Abschnitt 2.2.4 beschrieben, aus den Ergebnissen von zentrischen Zugversuchen oder aus analytischen Ansätzen abgeleitet werden. In [Thi15] wurden zur Überprüfung von σ_{cf0} teilweise Prismen aus den UHPC Stegen geschnitten und diese untersucht. Für die Nachrechnung der Verbundträgerversuche erfolgte keine Überprüfung der Faserwirksamkeit in den UHPC Stegen.

Daher wurde die Faserwirksamkeit anhand der zentrischen Zugprüfungen an den Begleitprüfkörpern ermittelt. Um den Einfluss der Streuungen in der Zugfestigkeit weiter zu reduzieren, wurde der Mittelwert der Zugspannungen über alle Verbundträger für die jeweiligen Betonmischungen verwendet. Für die Versuchskörper mit 2,5 Vol.-% Stahlfasern geht daher $\sigma_{c\beta} = 8,0 \text{ N/mm}^2$ in die Querkraftberechnung ein. Die beiden Verbundträger mit 0,9 Vol.-% Stahlfasern wurden aus einer Charge hergestellt, weshalb keine weitere Mittelwertbildung möglich war und mit $\sigma_{c\beta} = 5,6 \text{ N/mm}^2$ gerechnet wird. Diese Werte sind auch im Vergleich mit den Angaben aus der Literatur für die Faserwirksamkeit plausibel (vgl. [Thi15] und [LF09]).

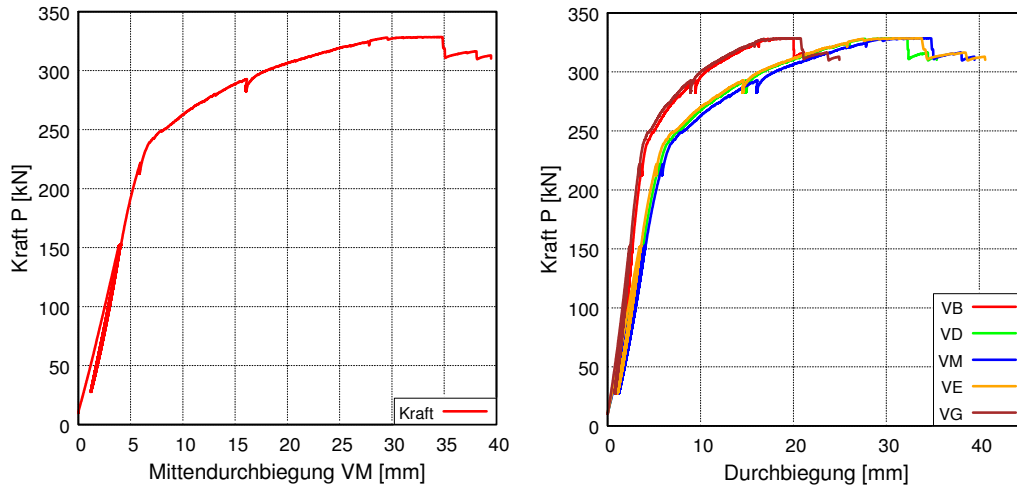
Unter Berücksichtigung der oben beschriebenen Eingangsparameter ergeben sich daher die in der folgenden Tabelle aufgeführten additiven Anteile und die Querkrafttragfähigkeit V_m . Die Tragfähigkeit des Verbundträgers $P_{m,V}$ ist doppelt so hoch wie die Querkrafttragfähigkeit V_m .

| Verbundträger | Betontraganteil $V_{m,c}$ [kN] | Bewehrungstraganteil $V_{m,s}$ [kN] | Stahlfasertraganteil $V_{m,f}$ [kN] | Querkrafttragfähigkeit V_m [kN] | Tragfähigkeit des Verbundträgers $P_{m,V}$ [kN] |
|---------------|-----------------------------------|--|--|--------------------------------------|--|
| PB-30-3-1 | 56,0 | 121,6 | 160,7 | 338,2 | 676,5 |
| PB-30-3-2 | 40,0 | - | 107,1 | 147,2 | 294,3 |
| PB-30-3-3 | 47,4 | 121,6 | 160,7 | 329,6 | 659,3 |
| PB-30-5-1 | 61,7 | 121,6 | 160,7 | 343,9 | 687,9 |
| PB-30-5-2 | 57,3 | 121,6 | 112,5 | 291,3 | 582,7 |
| PB-30-5-3 | 62,0 | - | 160,7 | 222,7 | 445,5 |
| PB-30-10-1 | 69,7 | 121,6 | 160,7 | 352,0 | 704,0 |
| PB-30-10-2 | 63,7 | 121,6 | 160,7 | 345,9 | 691,9 |
| PB-30-10-3 | 69,6 | - | 160,7 | 230,3 | 460,6 |
| PB-30-10-4 | 68,8 | 121,6 | 112,5 | 302,8 | 605,7 |
| PB-46-3-1 | 67,4 | 184,3 | 243,6 | 495,4 | 990,8 |
| PB-46-10-1 | 83,6 | 184,3 | 243,6 | 511,5 | 1023,1 |

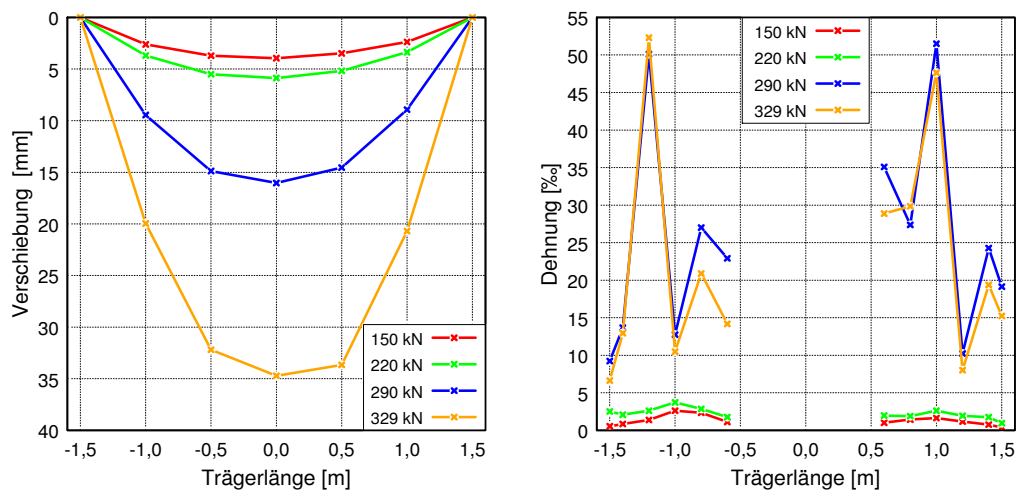
B.5 Versuchsergebnisse der Verbundträgerversuche

PB-30-3-1

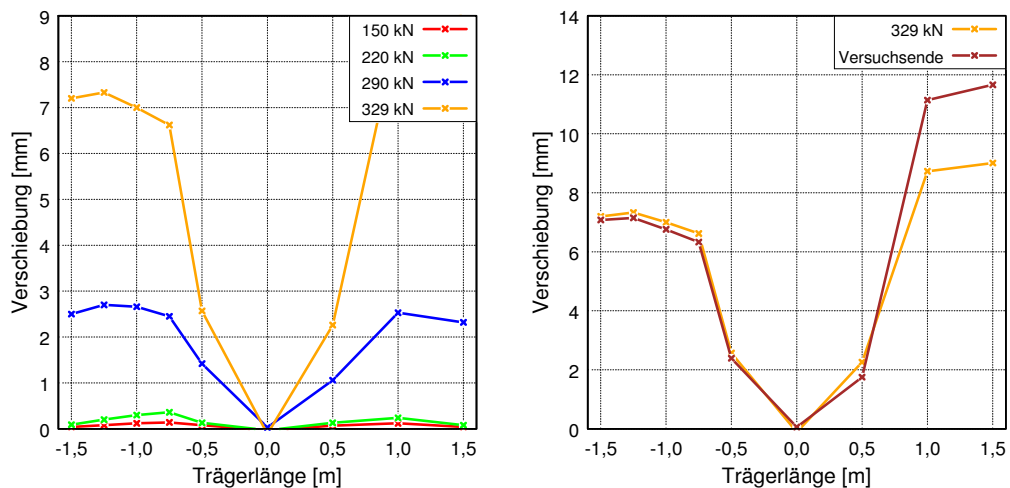
Übersicht der Durchbiegungen in den Schnitten B, D, M, E, G



Durchbiegung (links) und Stahlüberdehnungen (rechts) jeweils über die Trägerlänge

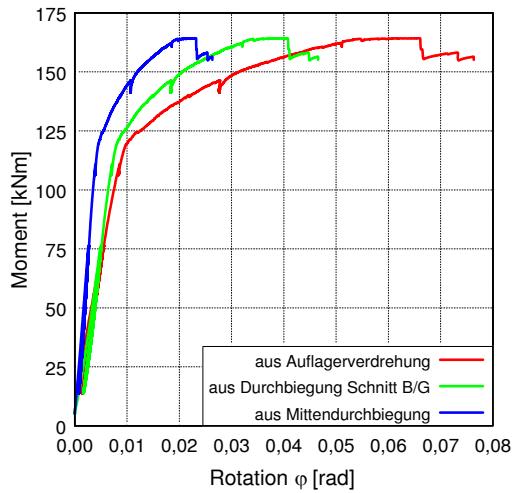


Schlupf über die Trägerlänge bis P_{max} (links) und ab P_{max} bis Versuchsende (rechts)

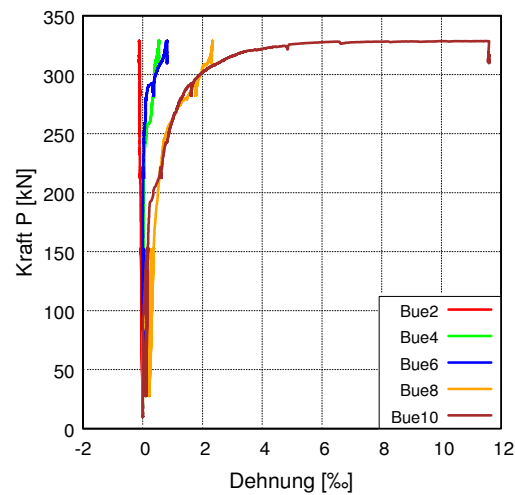
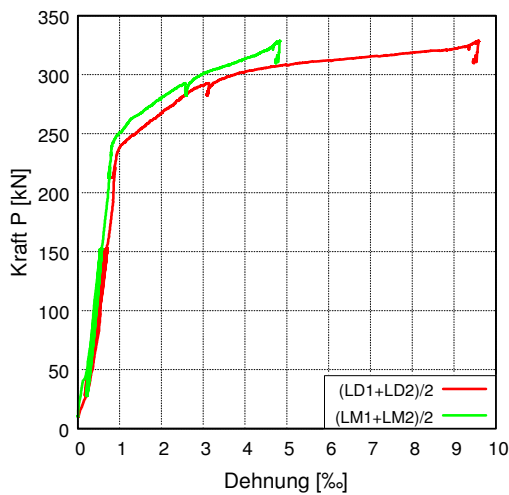


PB-30-3-1 (Fortsetzung)

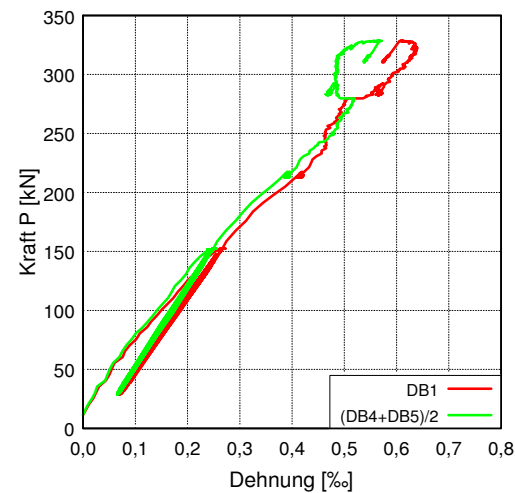
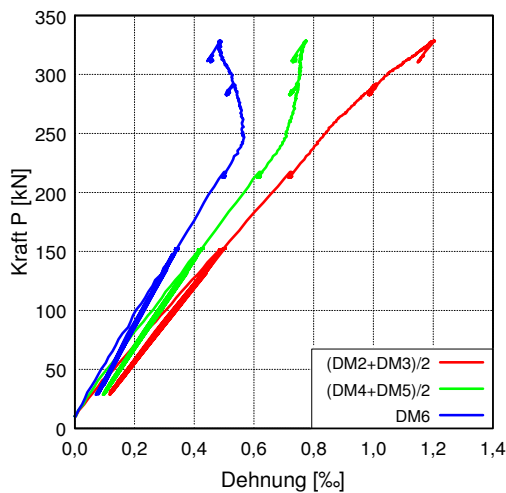
Momenten-Rotationsbeziehung aus verschiedenen Ansätzen



Dehnungen der Längsbewehrung (links) und der Bügelbewehrung (rechts)

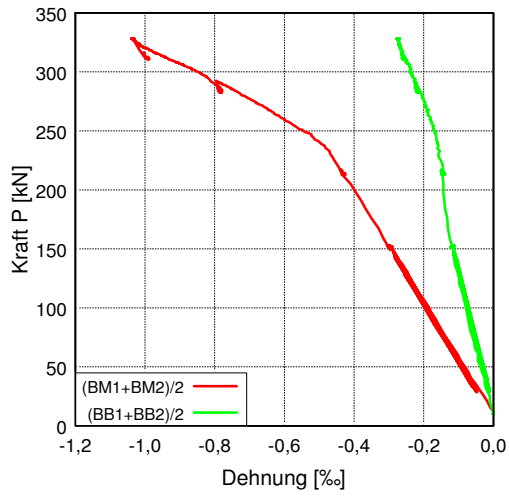


Dehnungen des Stahlflansches im Schnitt M (links) und B (rechts)

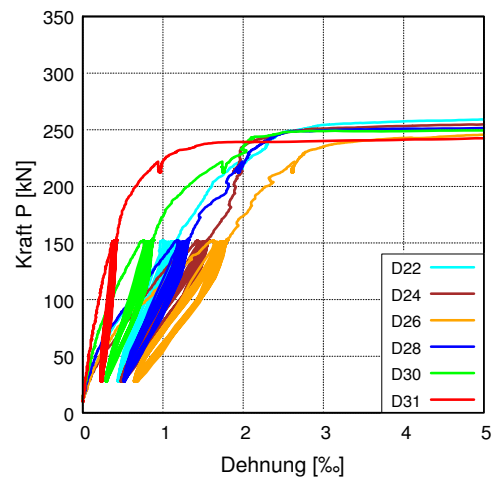
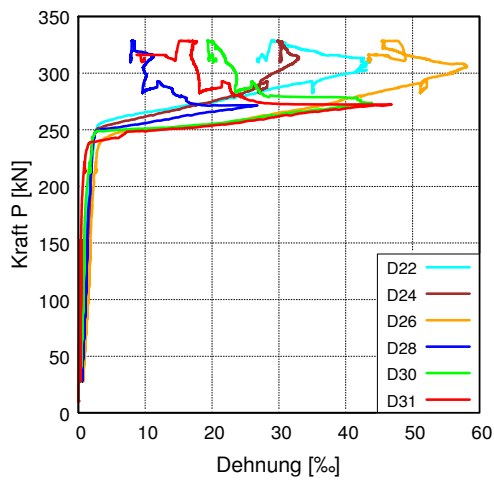
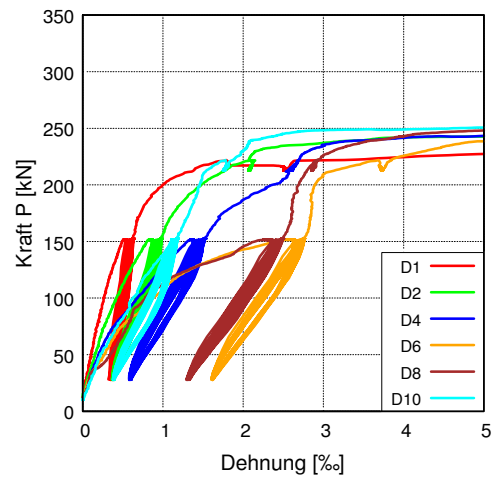
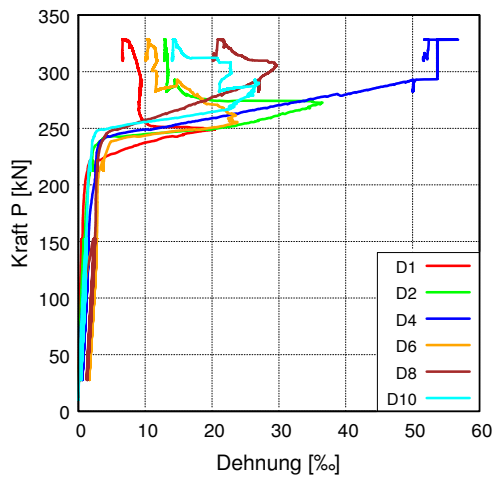


PB-30-3-1 (Fortsetzung)

Betondehnungen an der Oberseite der Platte in den Schnitten M und B

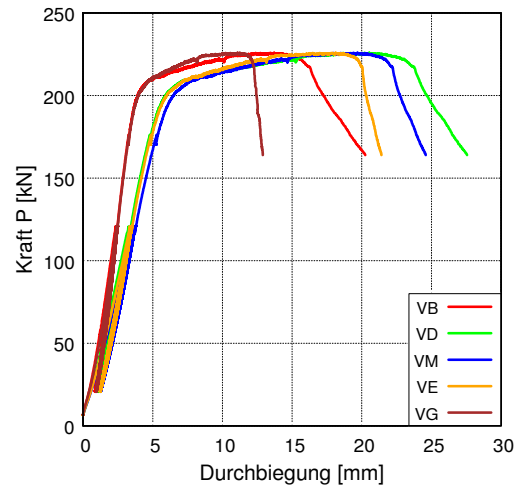
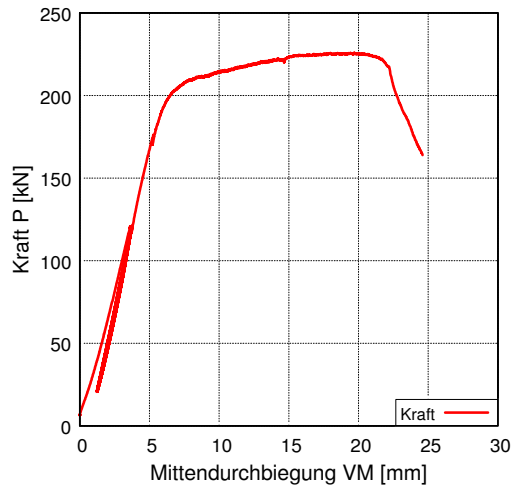


Dehnungen der Stahldübel gesamt (links) und bis max. 5‰ Dehnung (rechts)

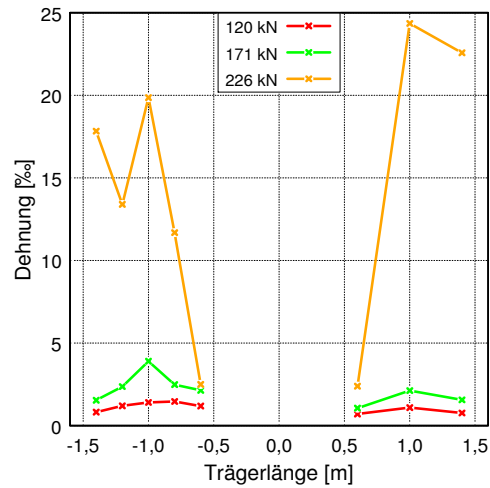
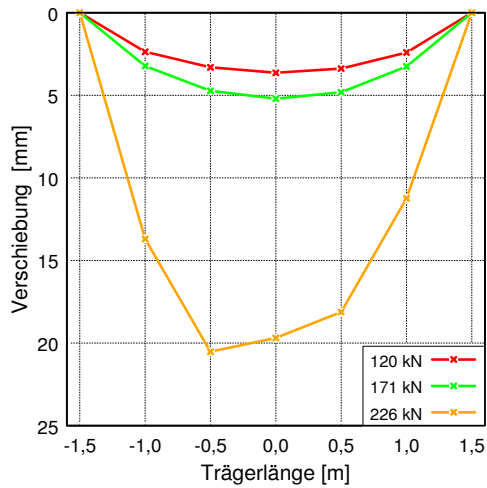


PB-30-3-2

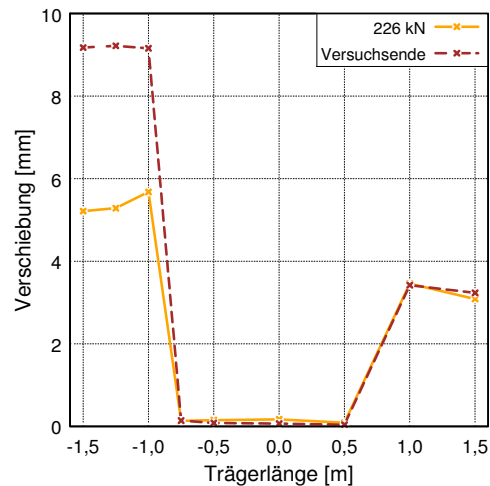
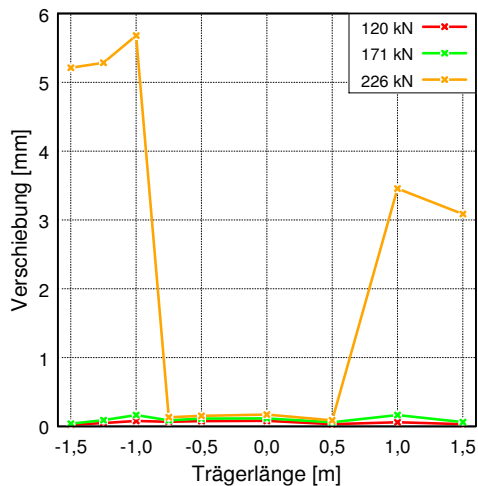
Übersicht der Durchbiegungen in den Schnitten B, D, M, E, G



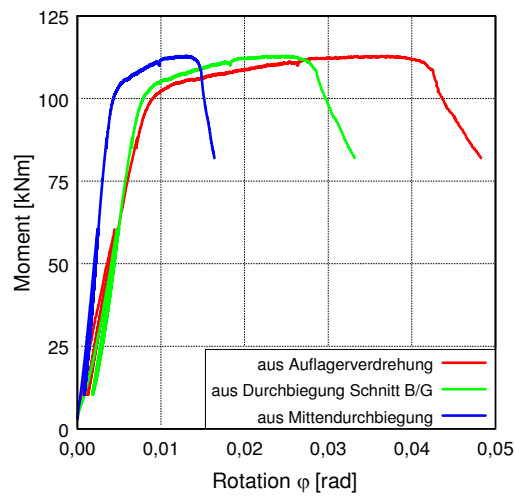
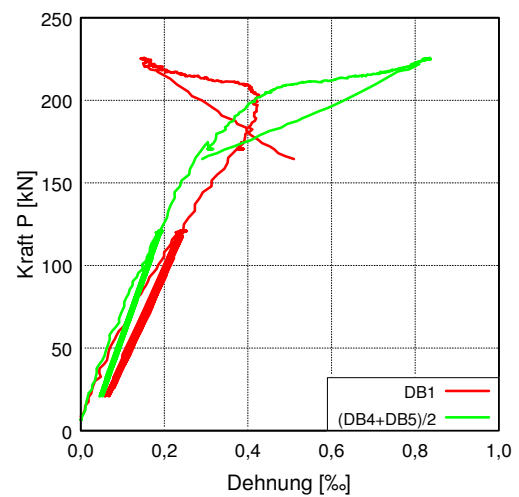
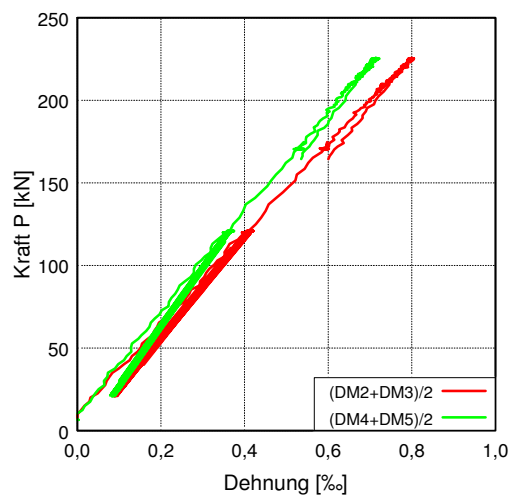
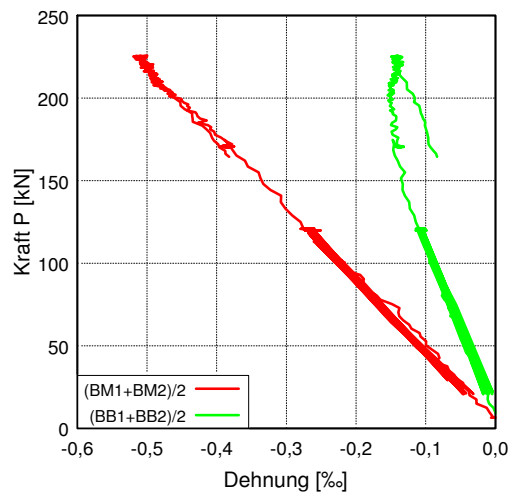
Durchbiegung (links) und Stahldübeldehnungen (rechts) jeweils über die Trägerlänge



Schlupf über die Trägerlänge bis P_{max} (links) und ab P_{max} bis Versuchsende (rechts)

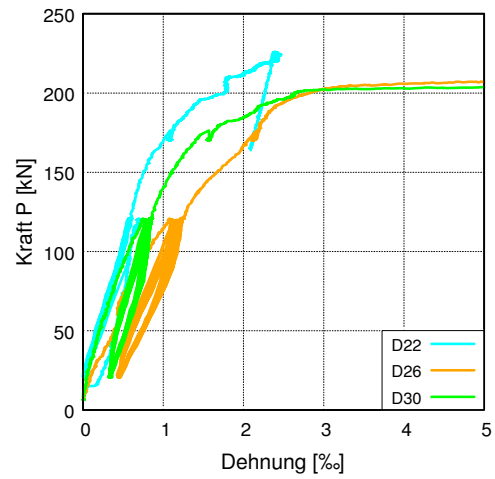
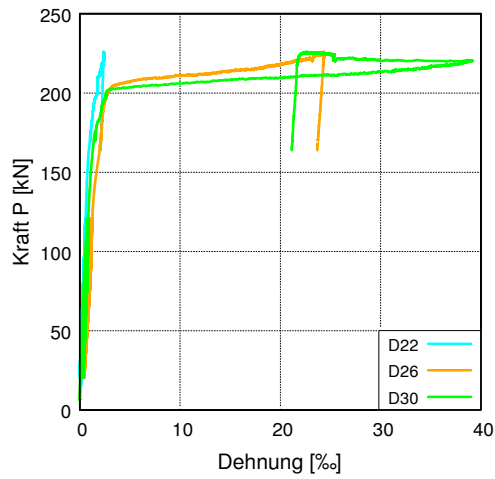
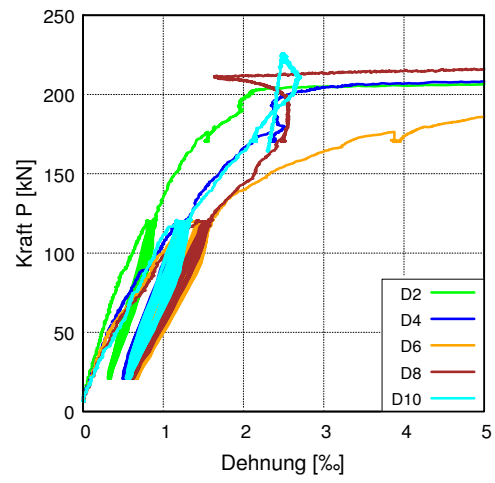
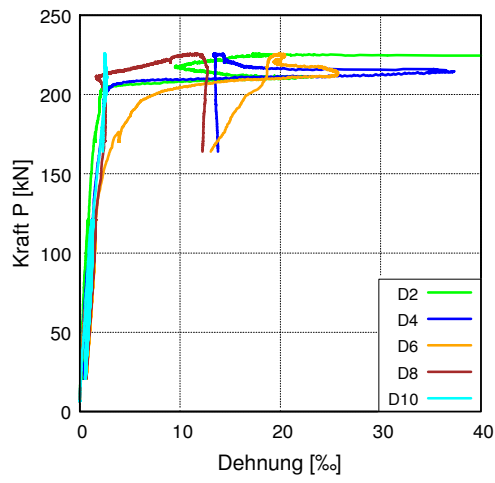


PB-30-3-2 (Fortsetzung)

Momenten-Rotationsbeziehung aus verschiedenen AnsätzenDehnungen des Stahlflansches im Schnitt M (links) und B (rechts)Betondehnungen an der Oberseite der Platte in den Schnitten M und B

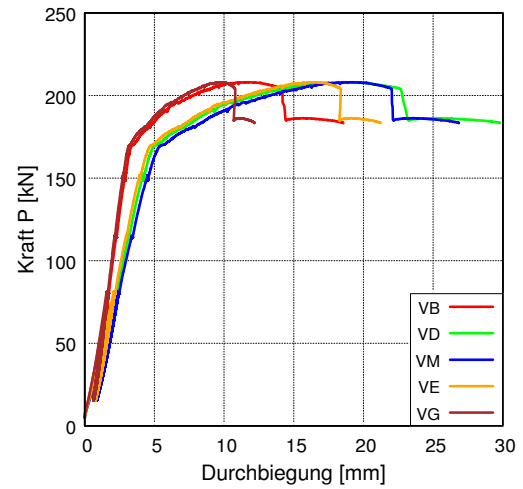
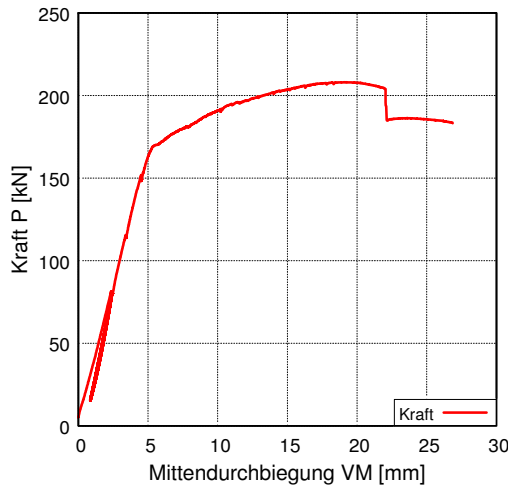
PB-30-3-2 (Fortsetzung)

Dehnungen der Stahldübel gesamt (links) und bis max. 5‰ Dehnung (rechts)

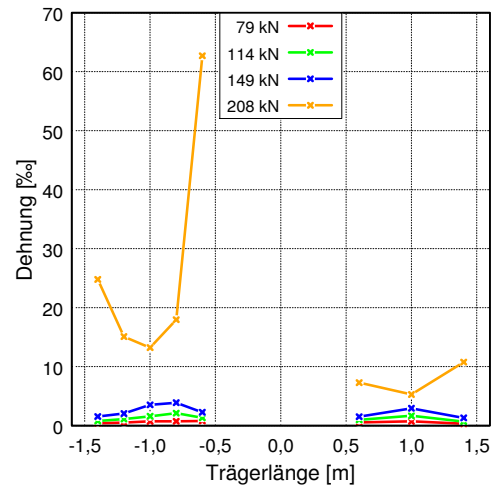
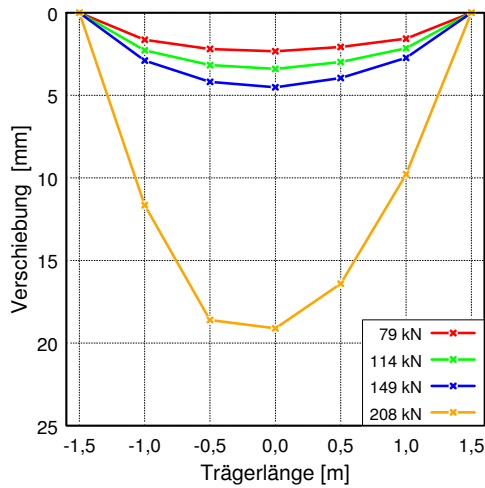


PB-30-3-3

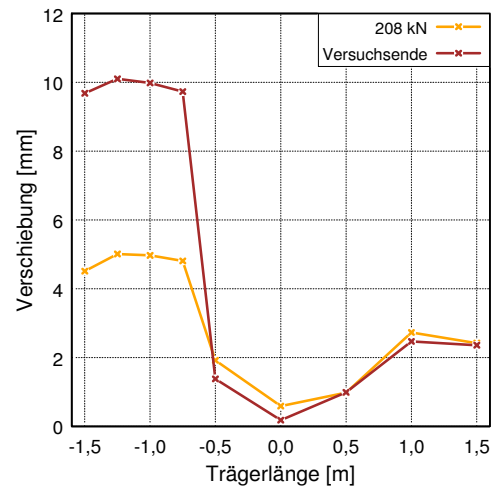
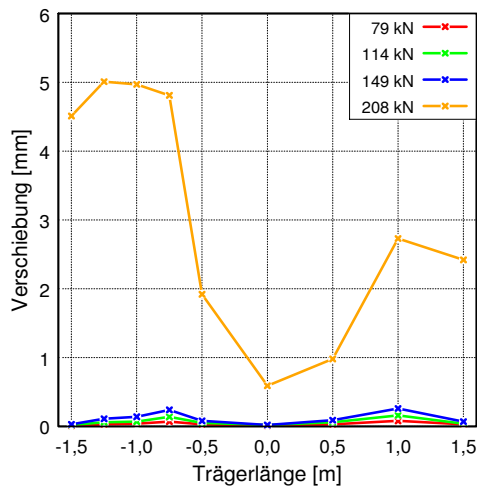
Übersicht der Durchbiegungen in den Schnitten B, D, M, E, G



Durchbiegung (links) und Stahlüberdehnungen (rechts) jeweils über die Trägerlänge

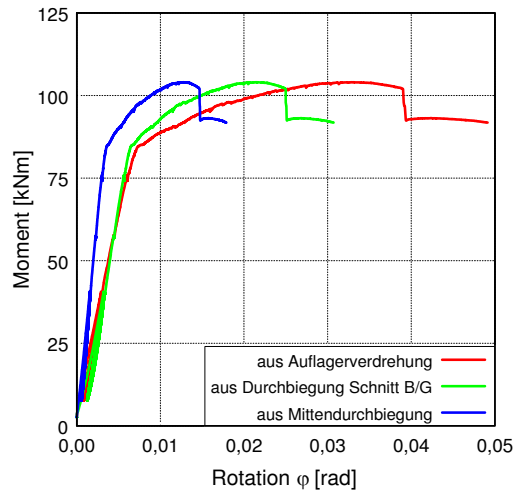


Schlupf über die Trägerlänge bis P_{max} (links) und ab P_{max} bis Versuchsende (rechts)

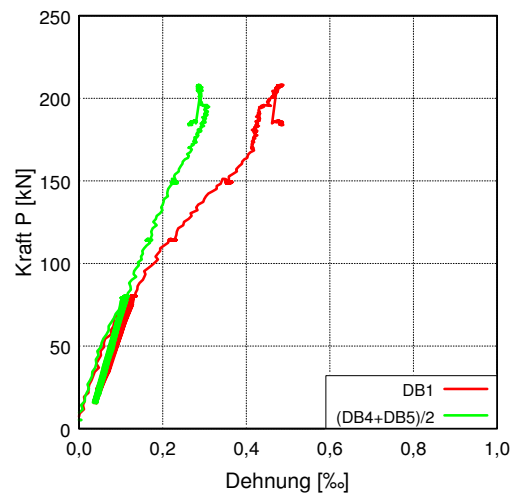
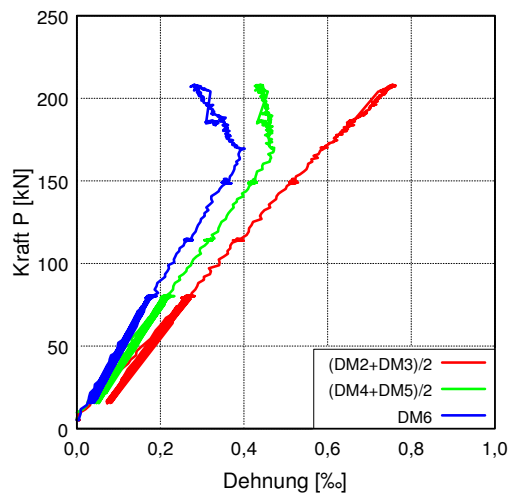


PB-30-3-3 (Fortsetzung)

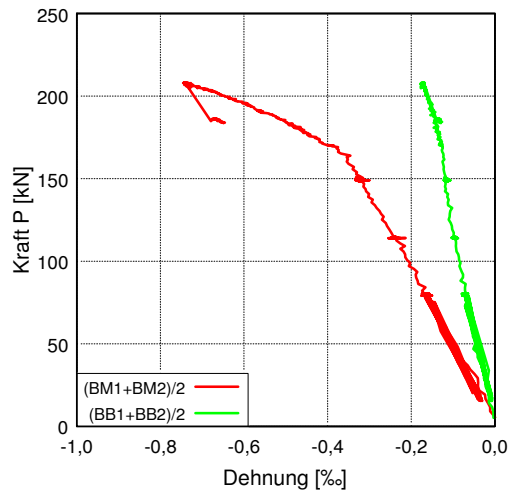
Momenten-Rotationsbeziehung aus verschiedenen Ansätzen



Dehnungen des Stahlflansches im Schnitt M (links) und B (rechts)

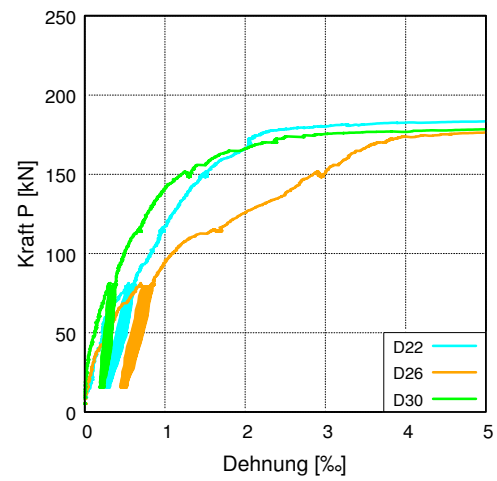
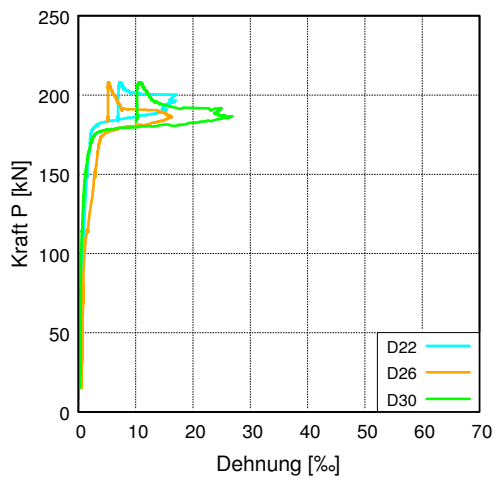
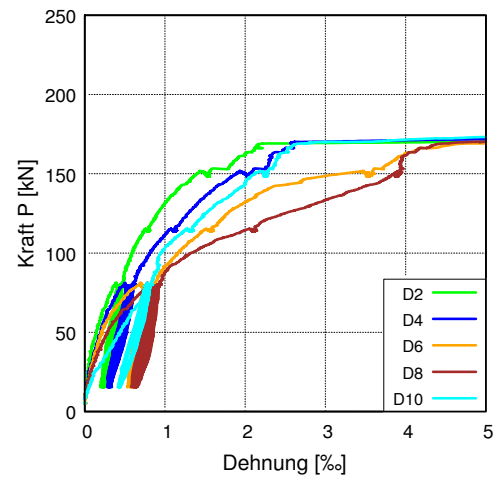
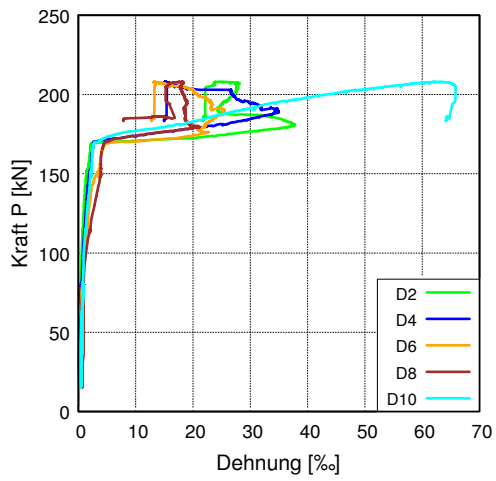


Betondehnungen an der Oberseite der Platte in den Schnitten M und B



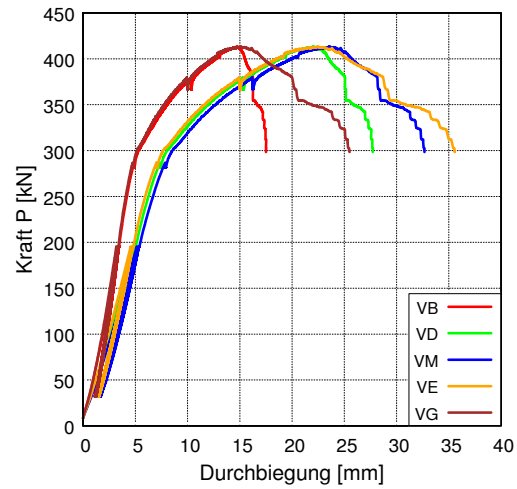
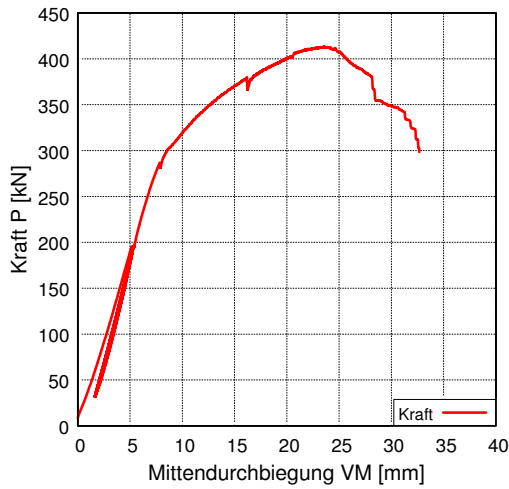
PB-30-3-3 (Fortsetzung)

Dehnungen der Stahldübel gesamt (links) und bis max. 5‰ Dehnung (rechts)

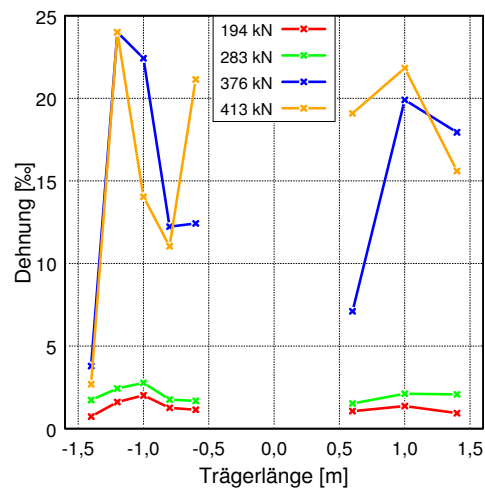
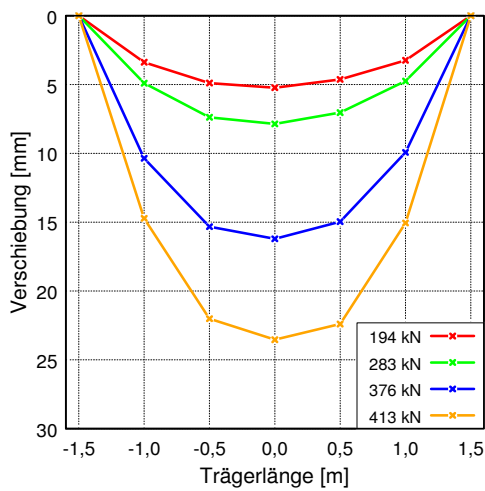


PB-30-5-1

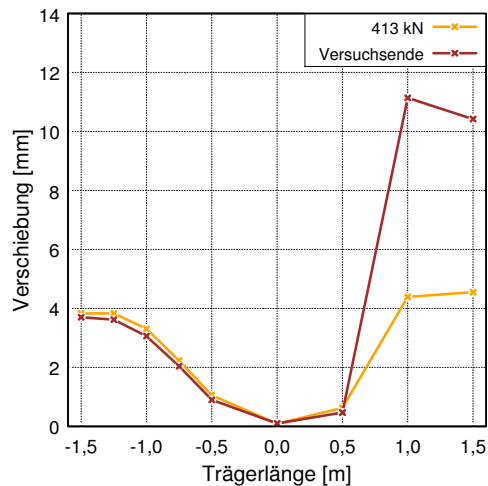
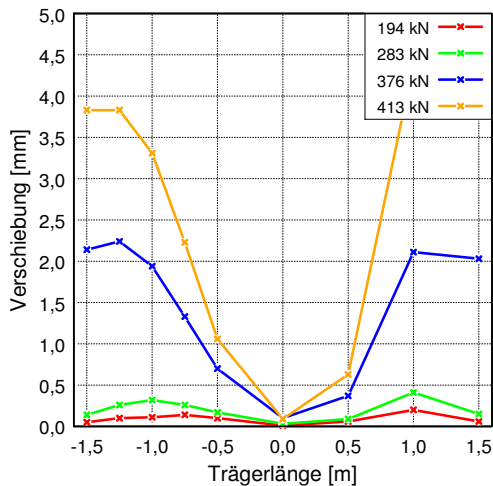
Übersicht der Durchbiegungen in den Schnitten B, D, M, E, G



Durchbiegung (links) und Stahldübeldehnungen (rechts) jeweils über die Trägerlänge

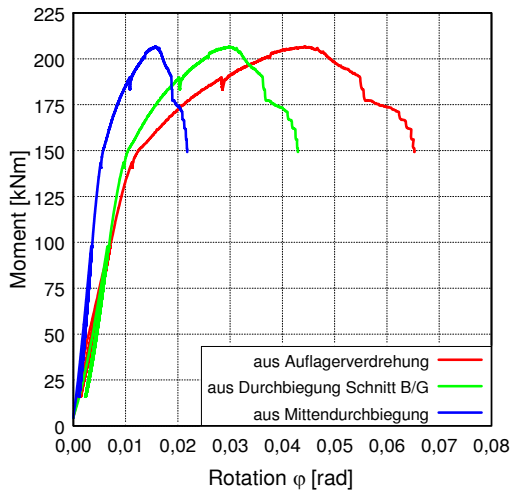


Schlupf über die Trägerlänge bis P_{max} (links) und ab P_{max} bis Versuchsende (rechts)

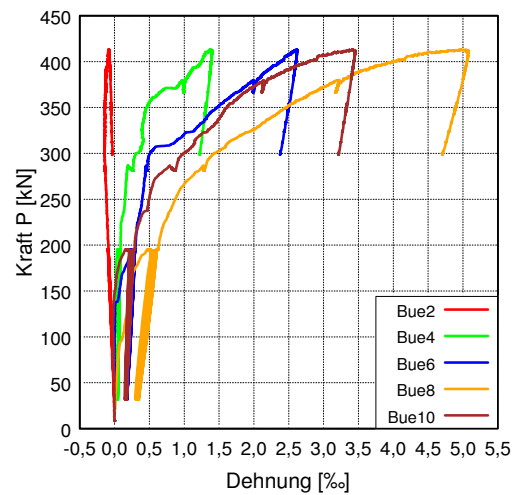
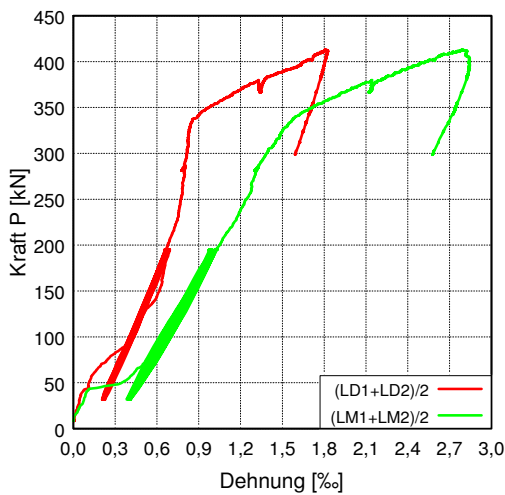


PB-30-5-1 (Fortsetzung)

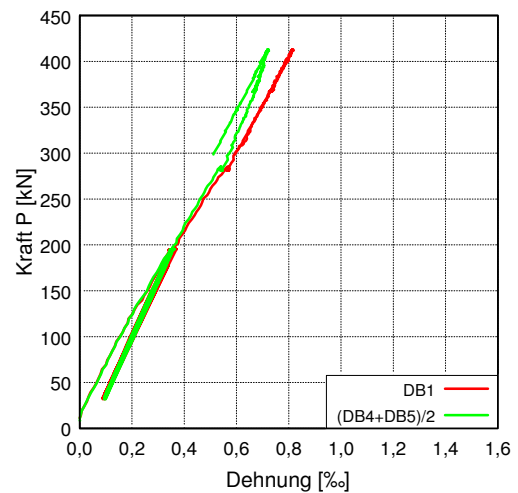
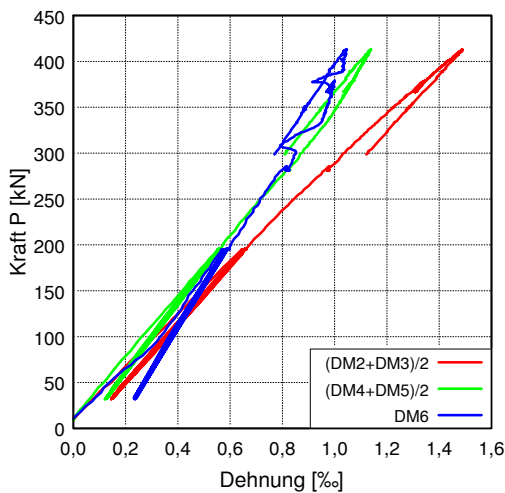
Momenten-Rotationsbeziehung aus verschiedenen Ansätzen



Dehnungen der Längsbewehrung (links) und der Bügelbewehrung (rechts)

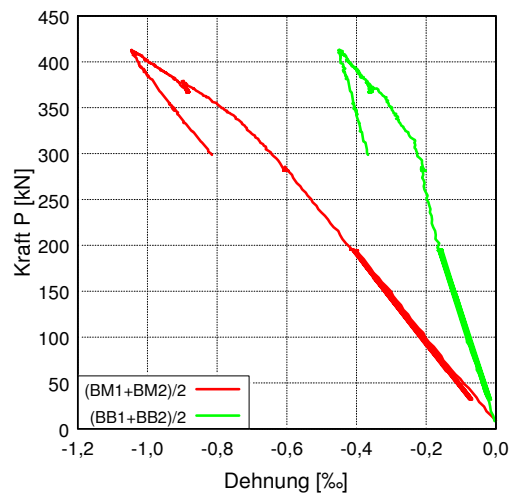


Dehnungen des Stahlflansches im Schnitt M (links) und B (rechts)

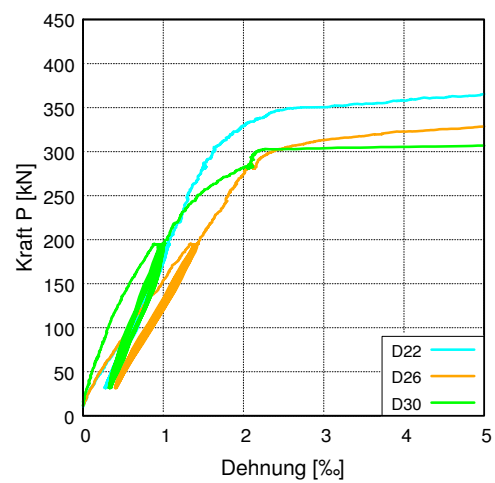
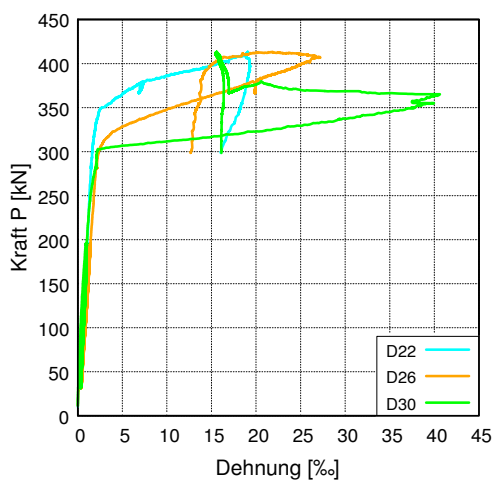
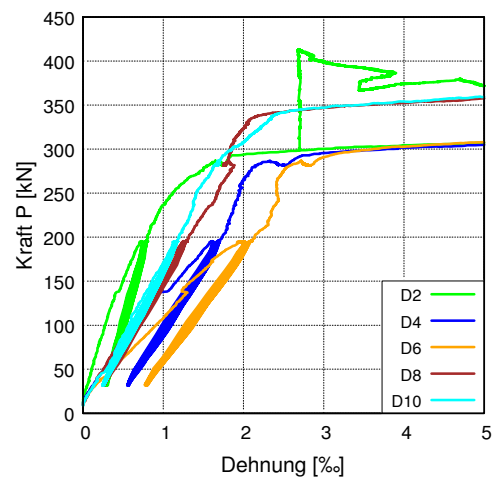
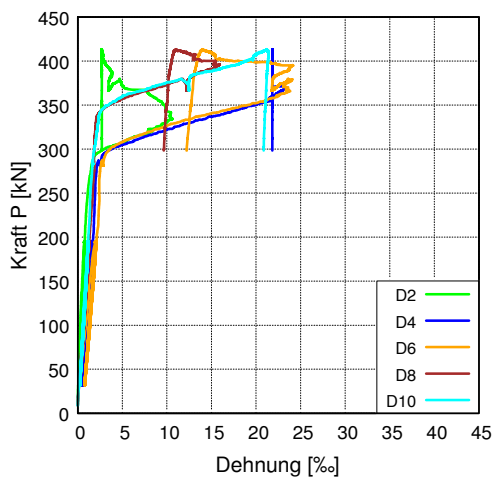


PB-30-5-1 (Fortsetzung)

Betondehnungen an der Oberseite der Platte in den Schnitten M und B

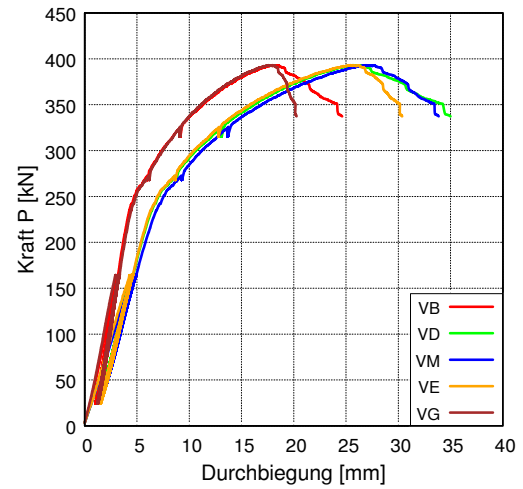
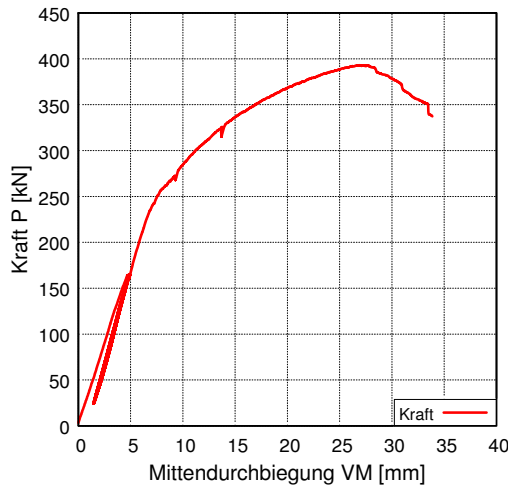


Dehnungen der Stahldübel gesamt (links) und bis max. 5‰ Dehnung (rechts)

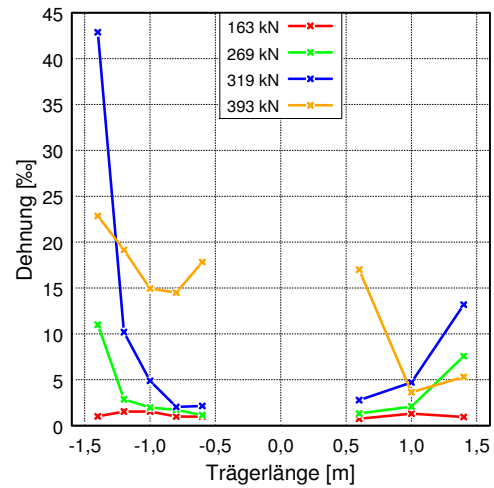
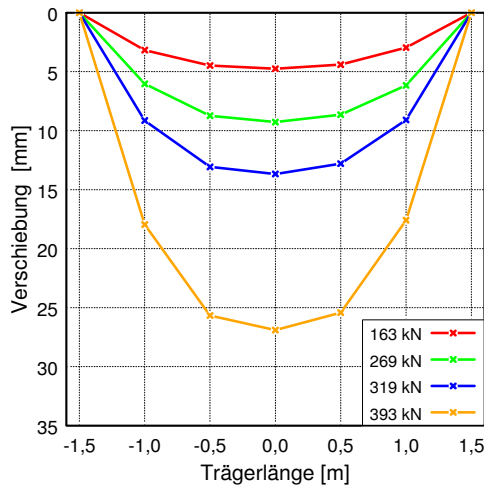


PB-30-5-2

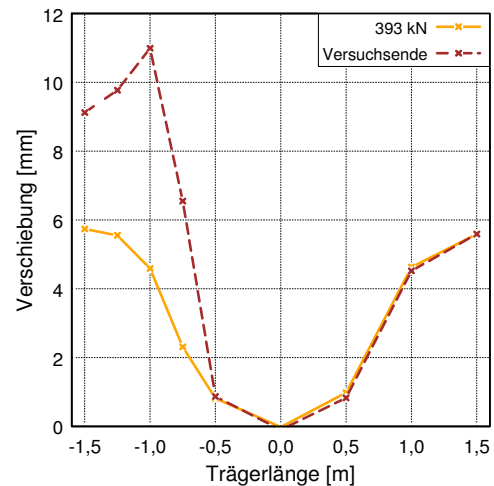
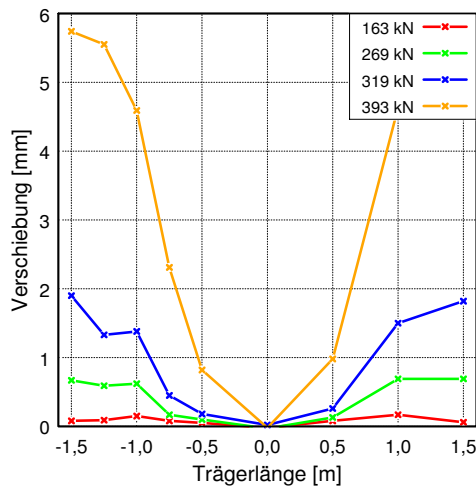
Übersicht der Durchbiegungen in den Schnitten B, D, M, E, G



Durchbiegung (links) und Stahlüberdehnungen (rechts) jeweils über die Trägerlänge

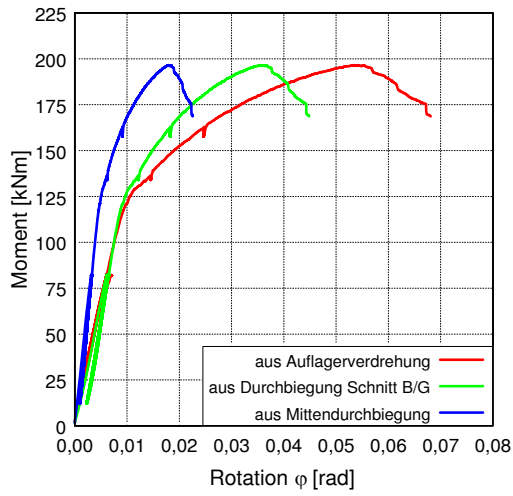


Schlupf über die Trägerlänge bis P_{max} (links) und ab P_{max} bis Versuchsende (rechts)

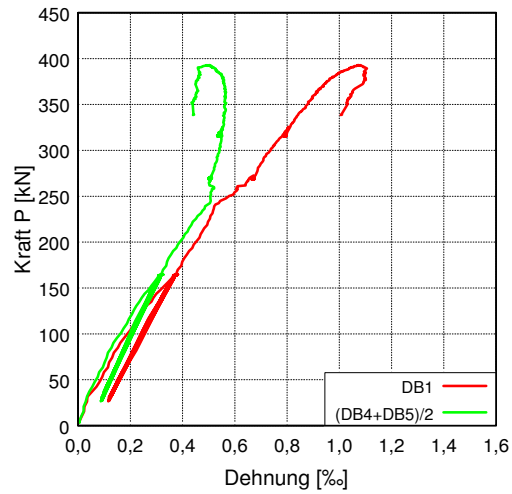
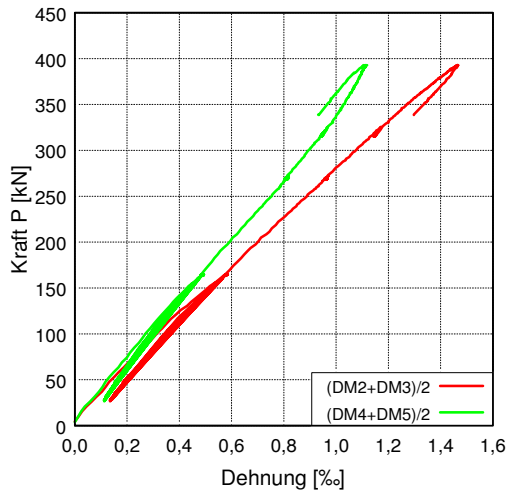


PB-30-5-2 (Fortsetzung)

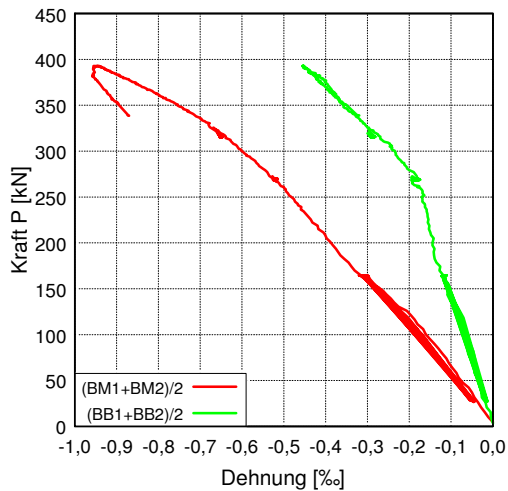
Momenten-Rotationsbeziehung aus verschiedenen Ansätzen



Dehnungen des Stahlflansches im Schnitt M (links) und B (rechts)

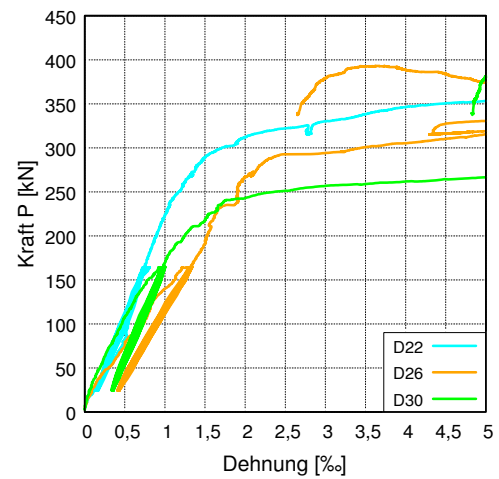
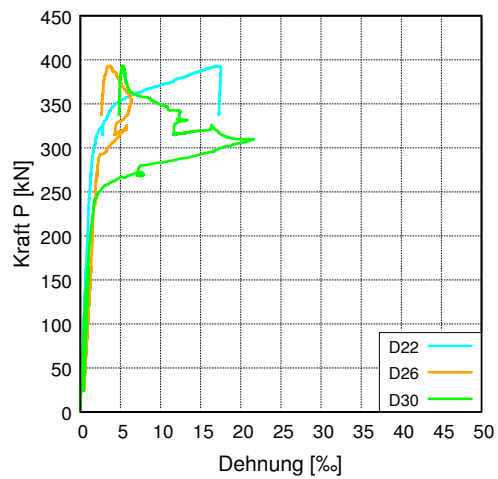
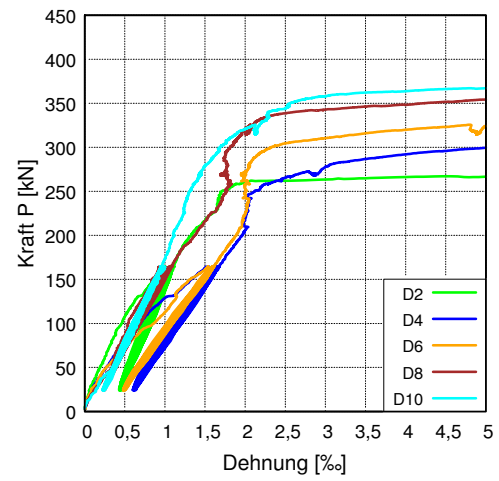
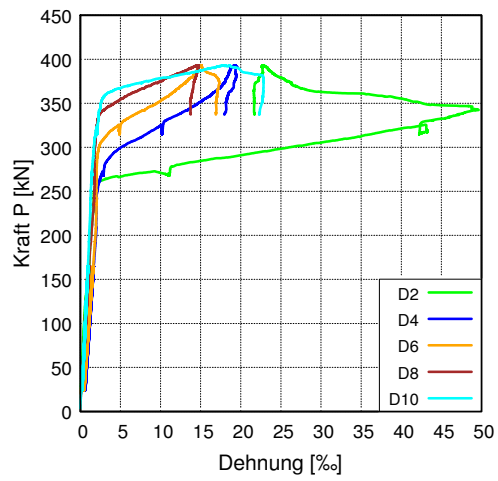


Betondehnungen an der Oberseite der Platte in den Schnitten M und B



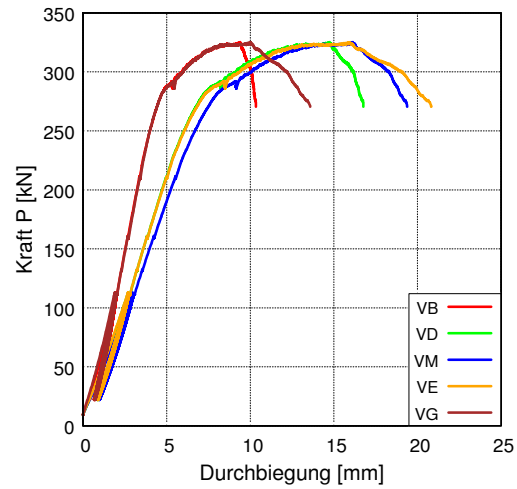
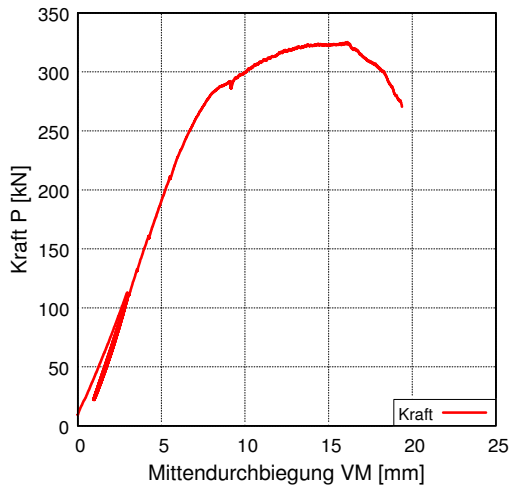
PB-30-5-2 (Fortsetzung)

Dehnungen der Stahldübel gesamt (links) und bis max. 5‰ Dehnung (rechts)

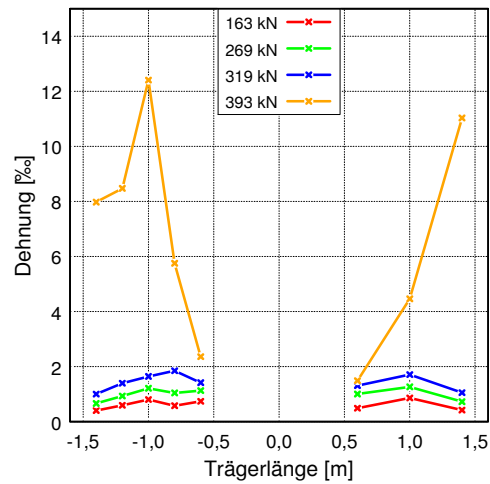
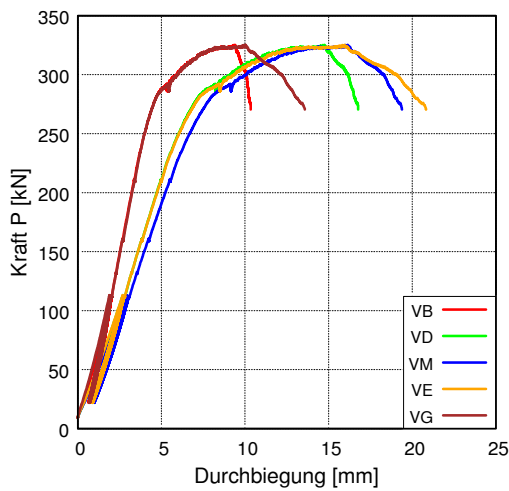


PB-30-5-3

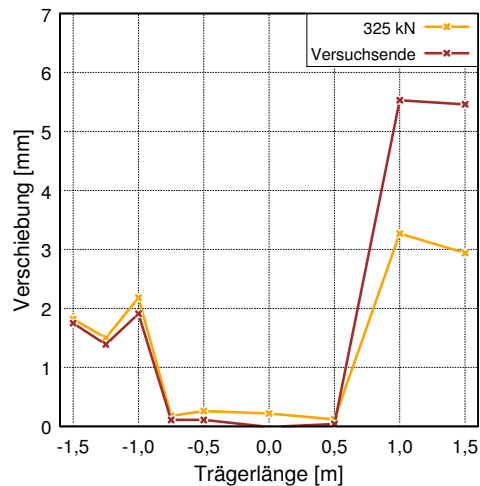
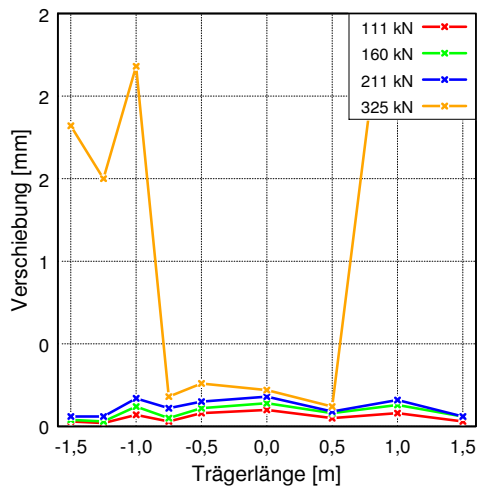
Übersicht der Durchbiegungen in den Schnitten B, D, M, E, G



Durchbiegung (links) und Stahldübeldehnungen (rechts) jeweils über die Trägerlänge

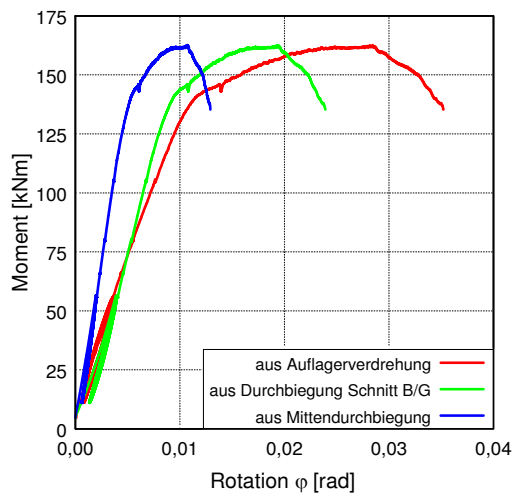


Schlupf über die Trägerlänge bis P_{max} (links) und ab P_{max} bis Versuchsende (rechts)

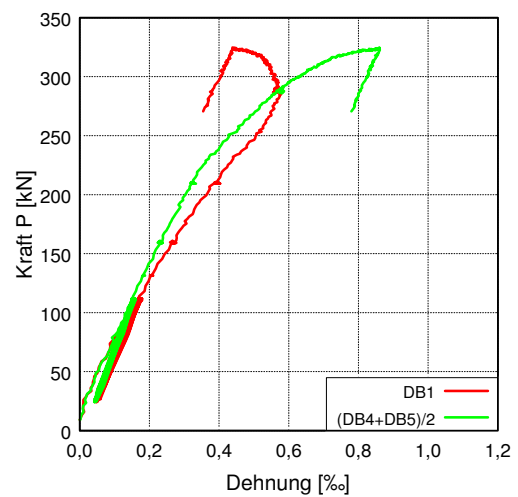
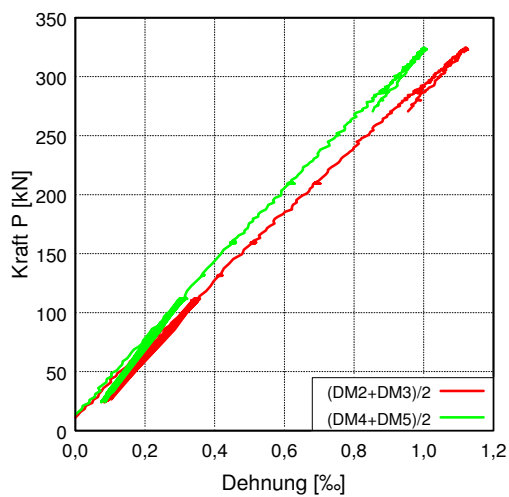


PB-30-5-3 (Fortsetzung)

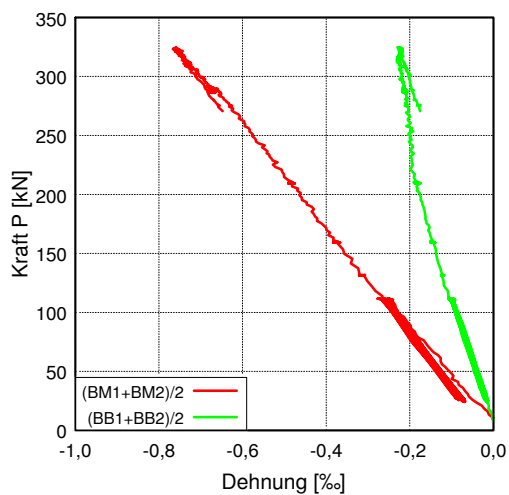
Momenten-Rotationsbeziehung aus verschiedenen Ansätzen



Dehnungen des Stahlflansches im Schnitt M (links) und B (rechts)

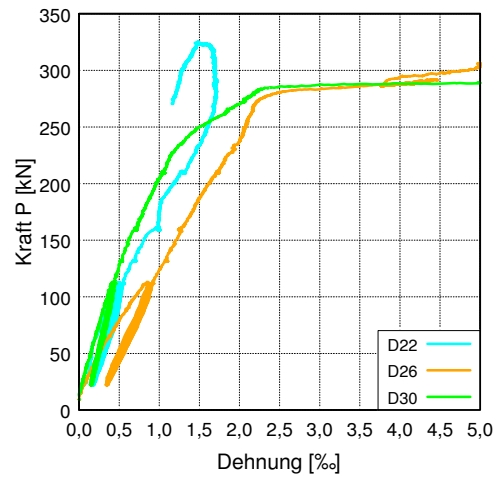
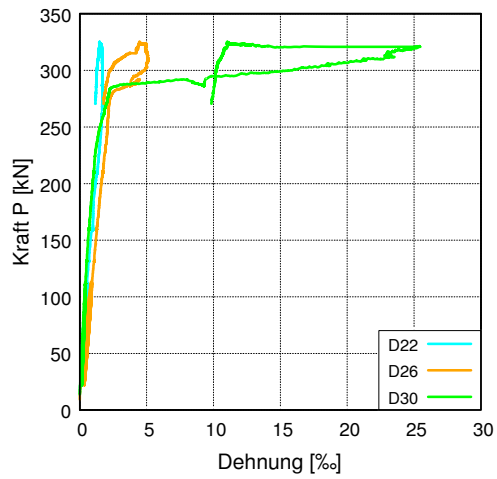
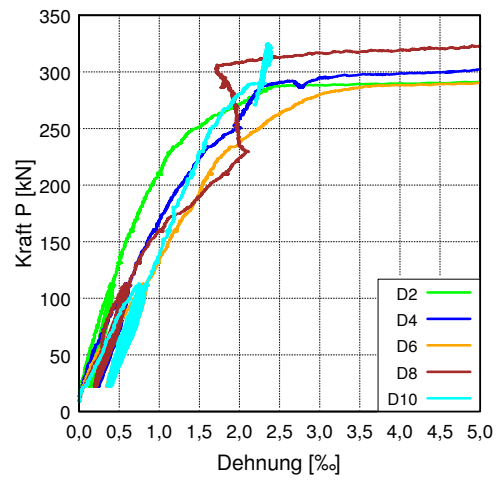
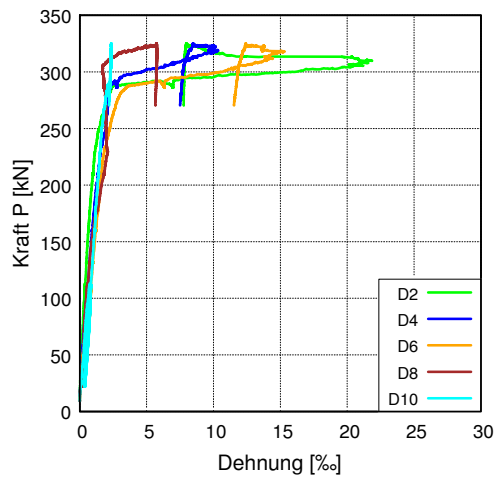


Betondehnungen an der Oberseite der Platte in den Schnitten M und B



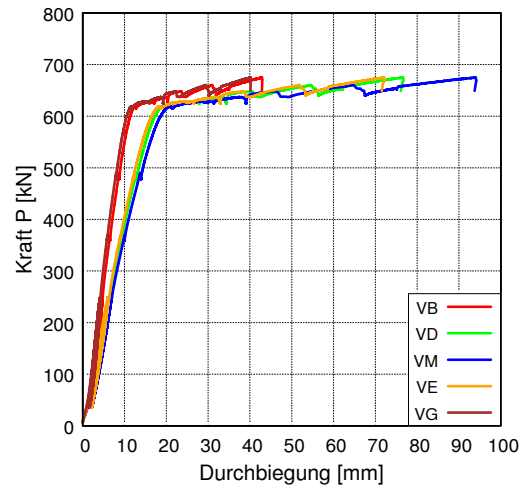
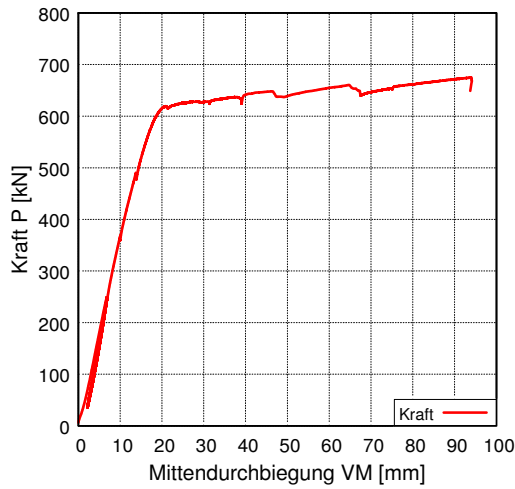
PB-30-5-3 (Fortsetzung)

Dehnungen der Stahldübel gesamt (links) und bis max. 5‰ Dehnung (rechts)

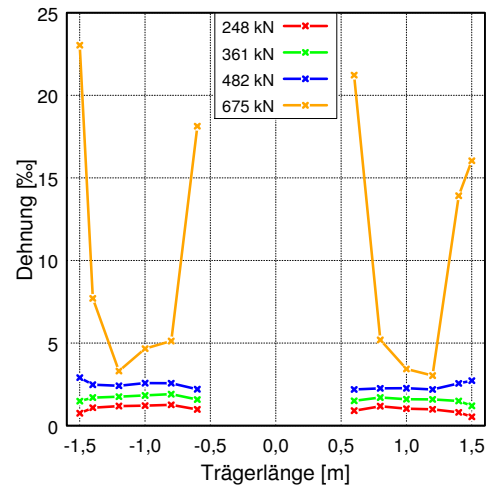
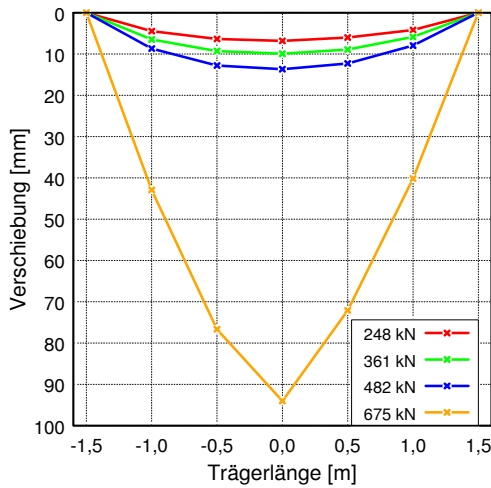


PB-30-10-1

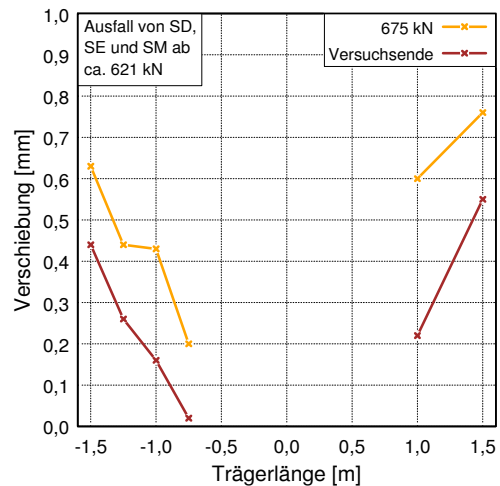
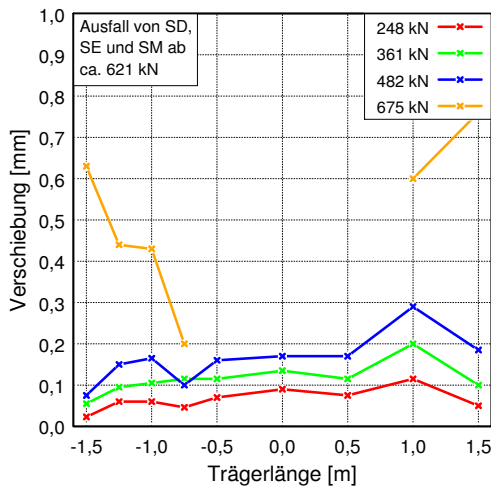
Übersicht der Durchbiegungen in den Schnitten B, D, M, E, G



Durchbiegung (links) und Stahlüberdehnungen (rechts) jeweils über die Trägerlänge

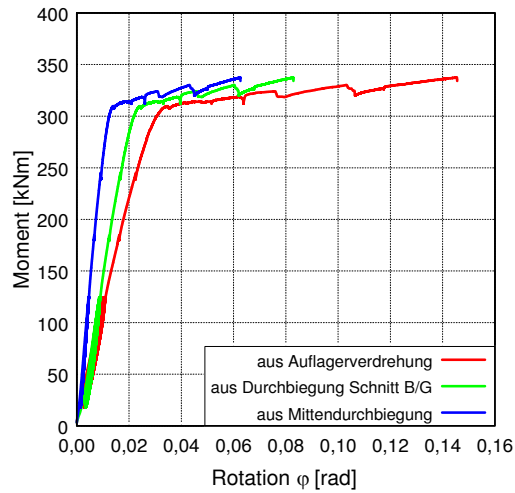


Schlupf über die Trägerlänge bis P_{max} (links) und ab P_{max} bis Versuchsende (rechts)

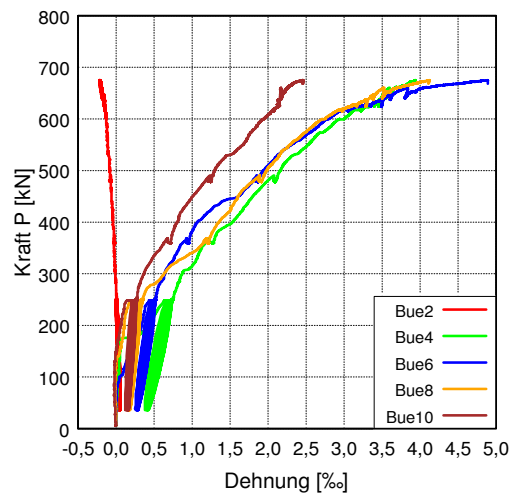
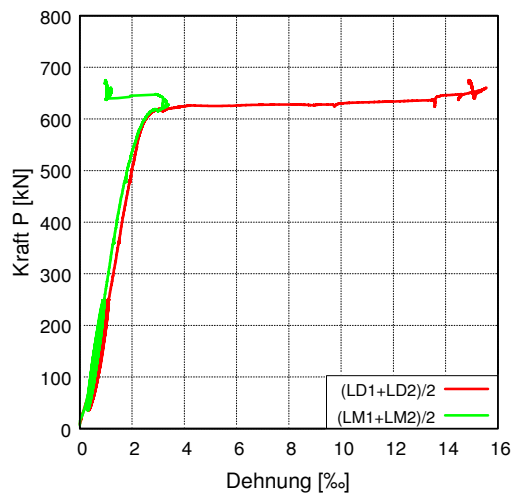


PB-30-10-1 (Fortsetzung)

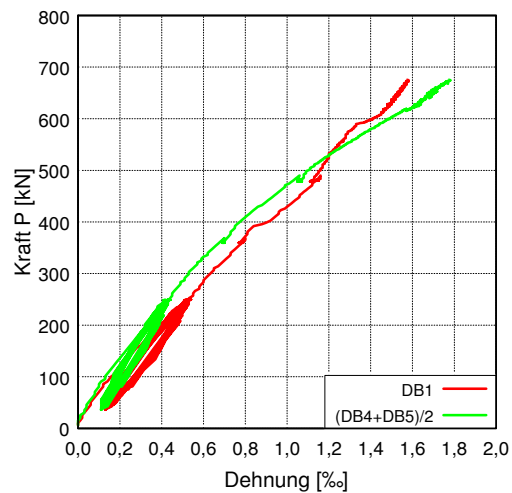
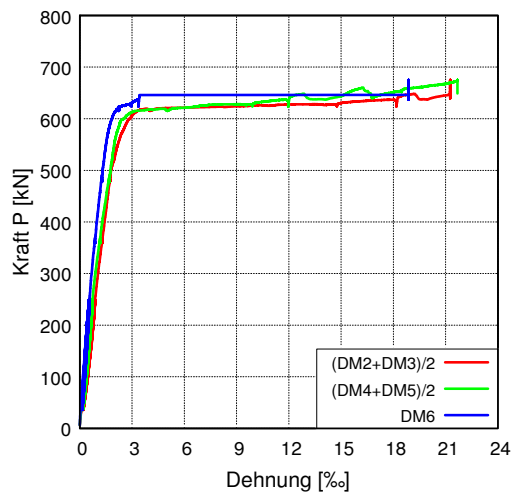
Momenten-Rotationsbeziehung aus verschiedenen Ansätzen



Dehnungen der Längsbewehrung (links) und der Bügelbewehrung (rechts)

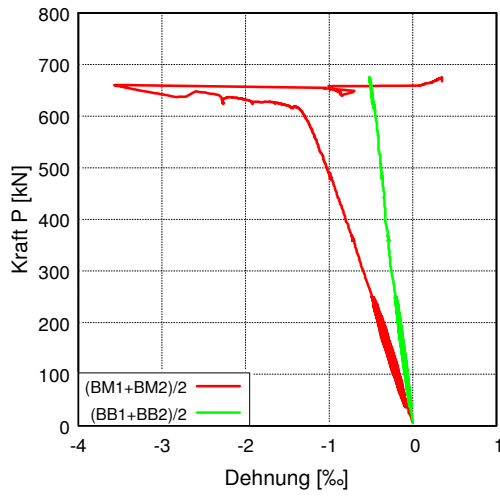


Dehnungen des Stahlflansches im Schnitt M (links) und B (rechts)

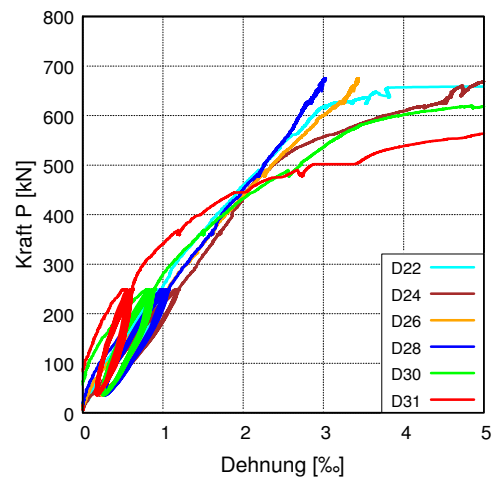
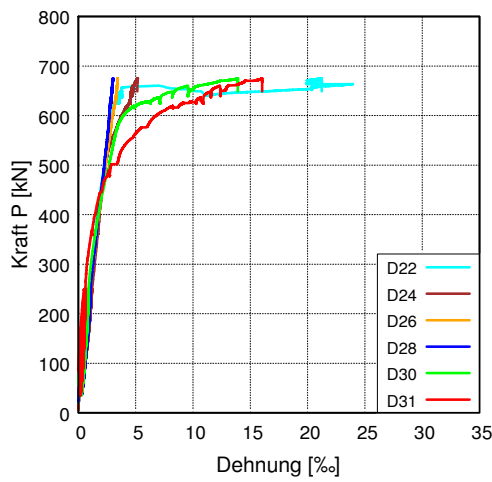
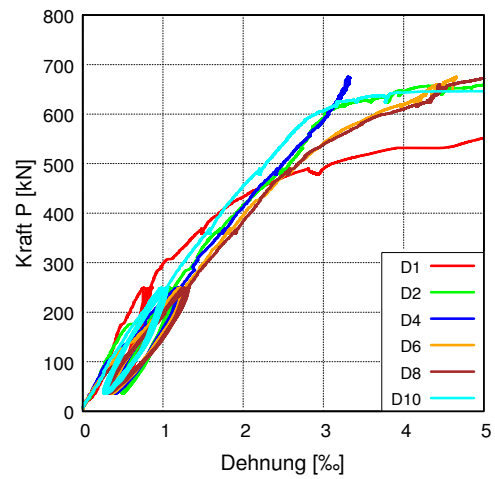
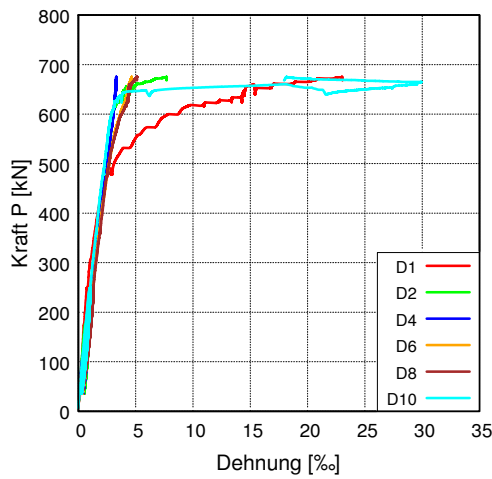


PB-30-10-1 (Fortsetzung)

Betondehnungen an der Oberseite der Platte in den Schnitten M und B

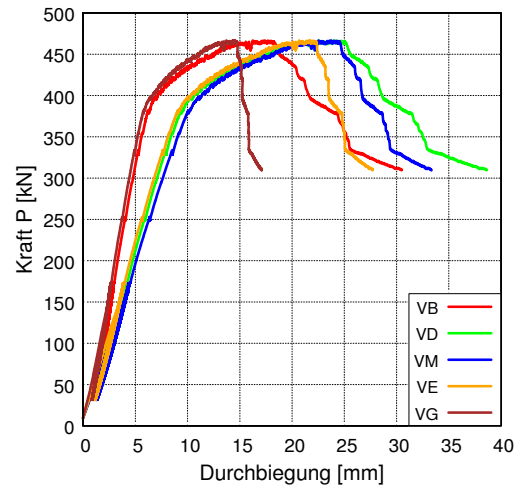
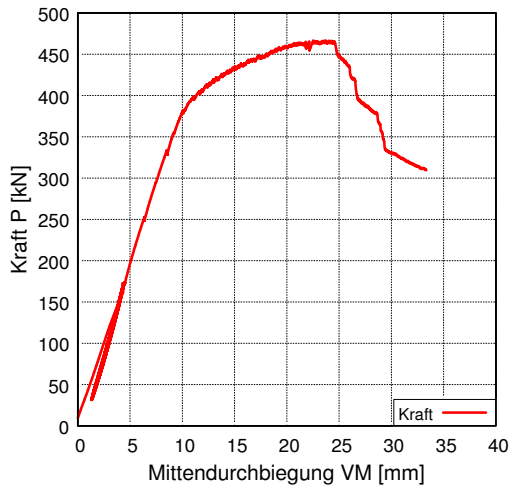


Dehnungen der Stahldübel gesamt (links) und bis max. 5‰ Dehnung (rechts)

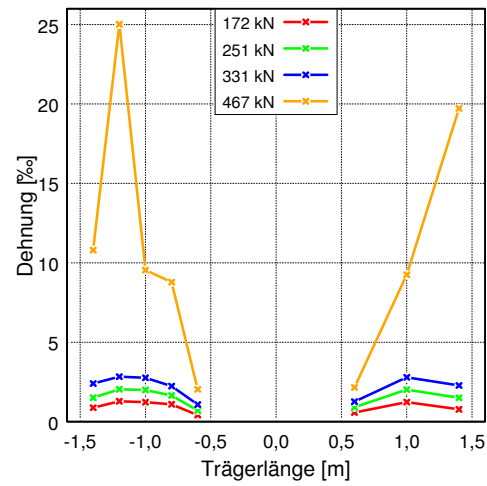
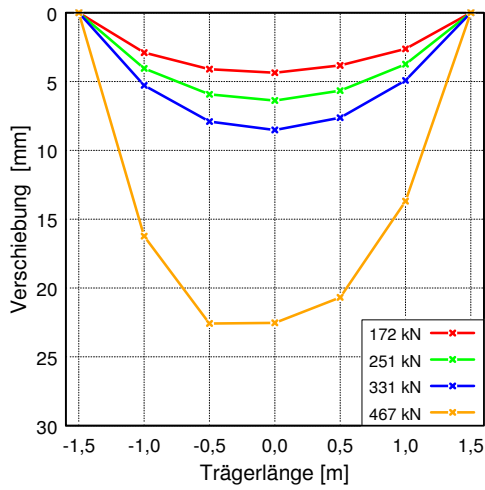


PB-30-10-2

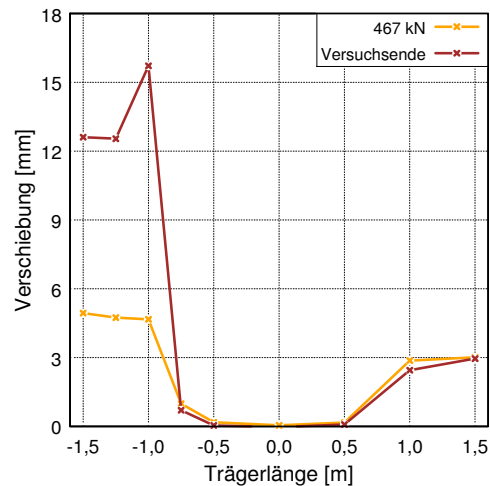
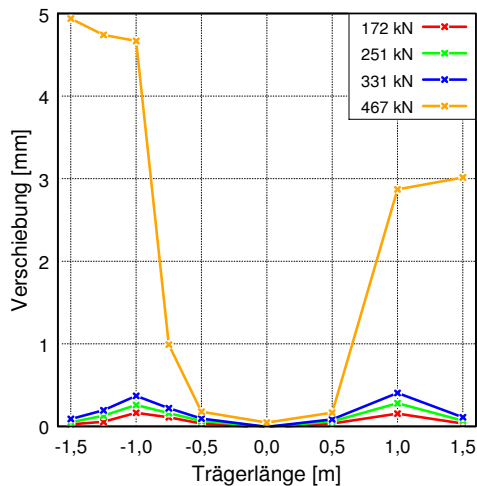
Übersicht der Durchbiegungen in den Schnitten B, D, M, E, G



Durchbiegung (links) und Stahldübeldehnungen (rechts) jeweils über die Trägerlänge

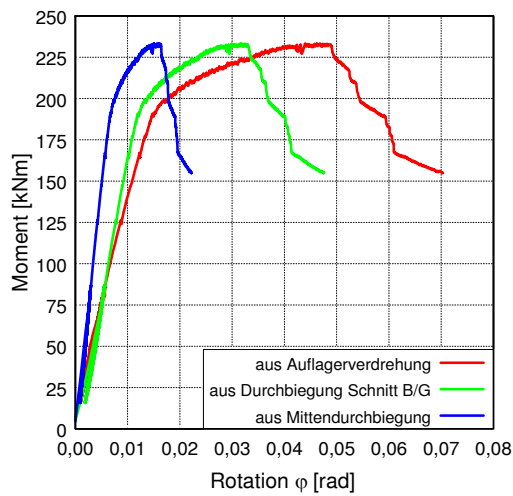


Schlupf über die Trägerlänge bis P_{max} (links) und ab P_{max} bis Versuchsende (rechts)

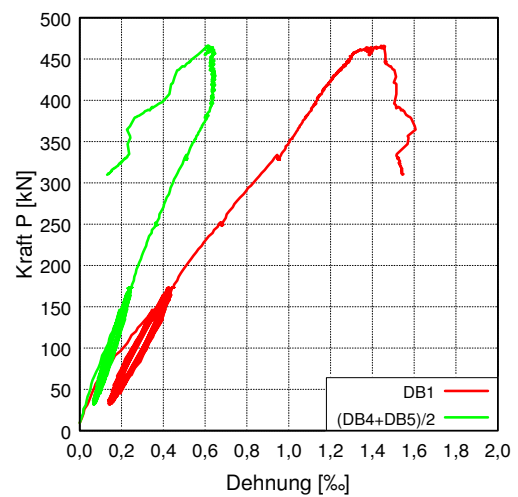
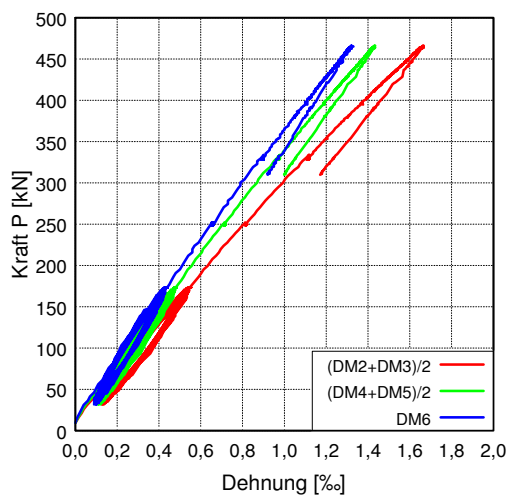


PB-30-10-2 (Fortsetzung)

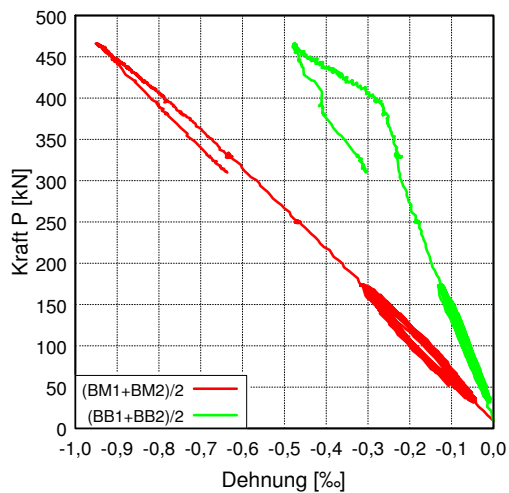
Momenten-Rotationsbeziehung aus verschiedenen Ansätzen



Dehnungen des Stahlflansches im Schnitt M (links) und B (rechts)

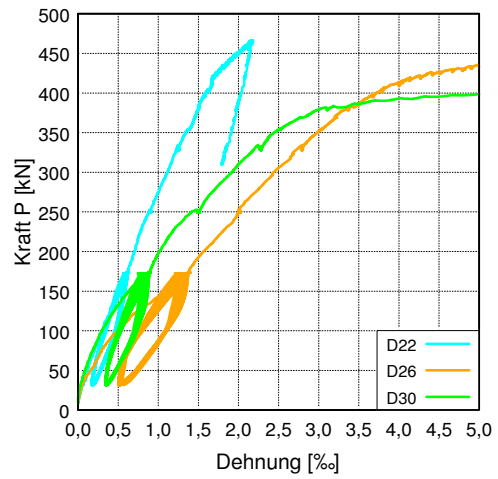
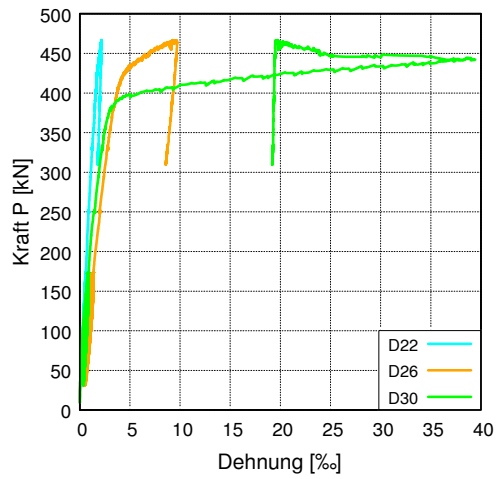
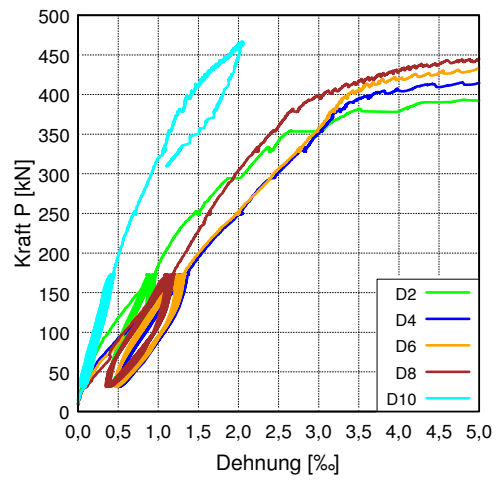
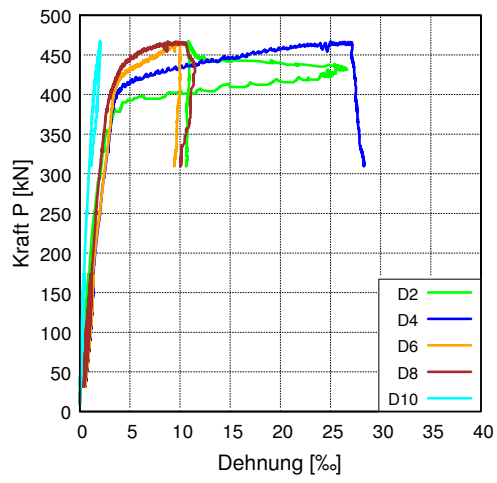


Betondehnungen an der Oberseite der Platte in den Schnitten M und B



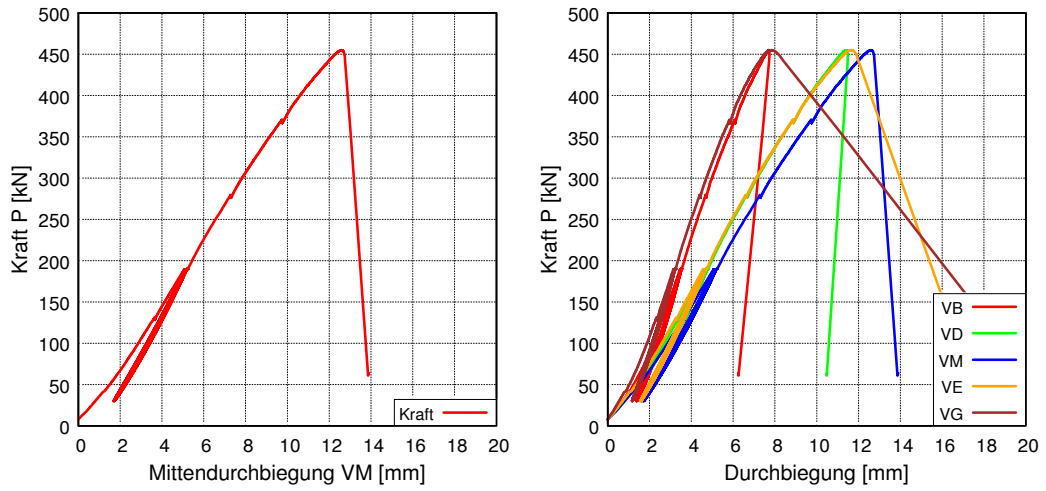
PB-30-10-2 (Fortsetzung)

Dehnungen der Stahldübel gesamt (links) und bis max. 5‰ Dehnung (rechts)

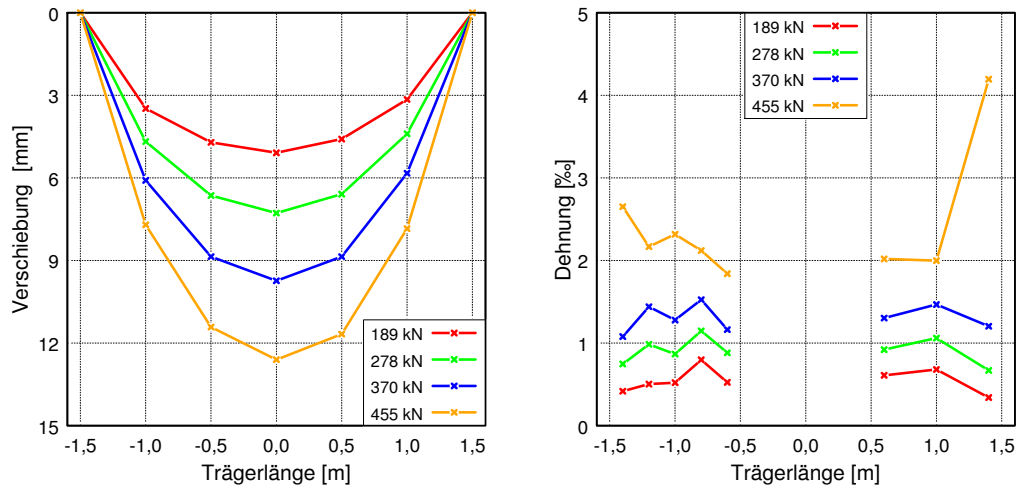


PB-30-10-3

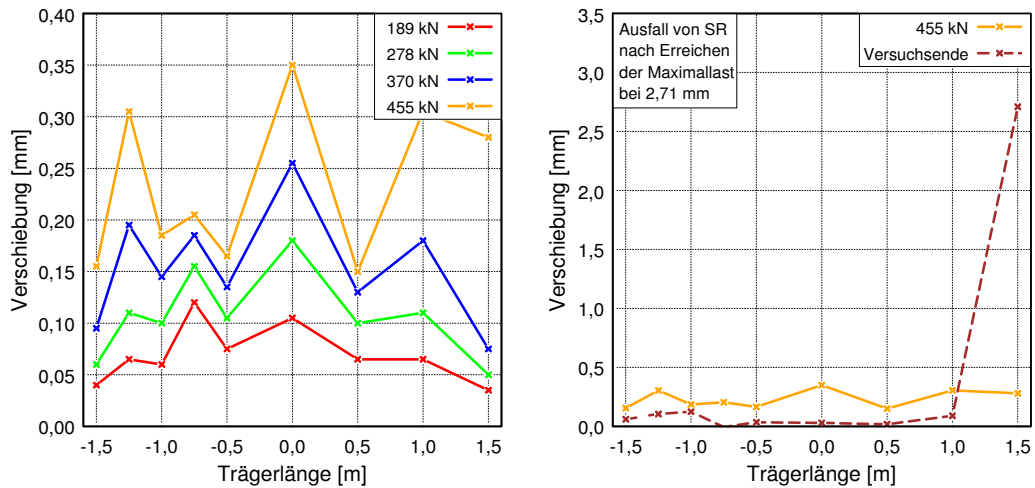
Übersicht der Durchbiegungen in den Schnitten B, D, M, E, G



Durchbiegung (links) und Stahlüberdehnungen (rechts) jeweils über die Trägerlänge

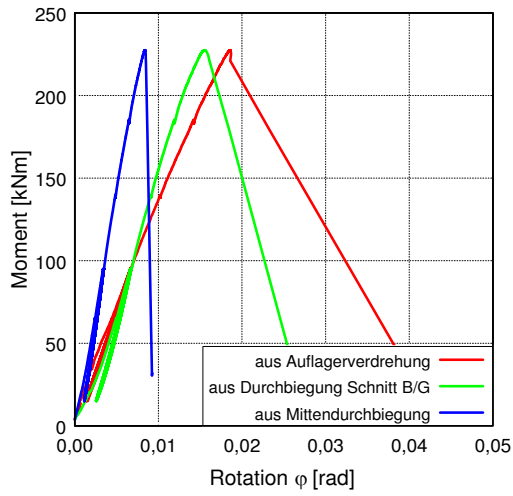


Schlupf über die Trägerlänge bis P_{max} (links) und ab P_{max} bis Versuchsende (rechts)

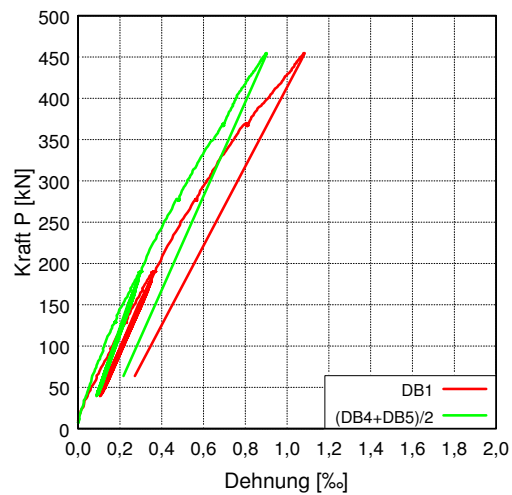
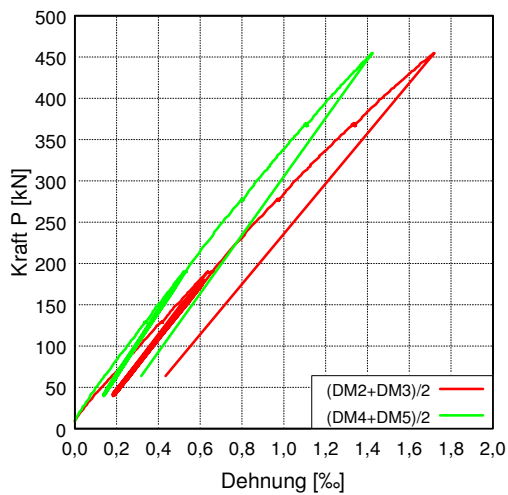


PB-30-10-3 (Fortsetzung)

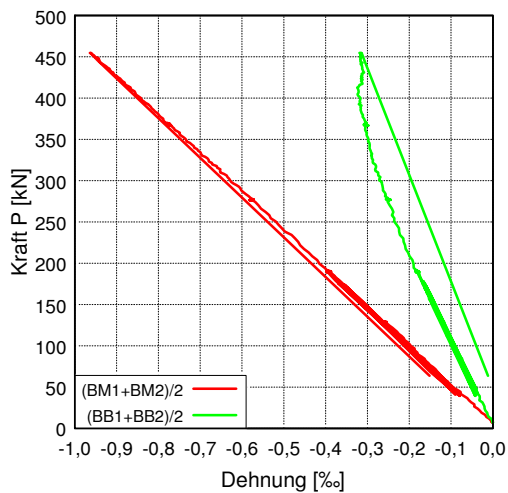
Momenten-Rotationsbeziehung aus verschiedenen Ansätzen



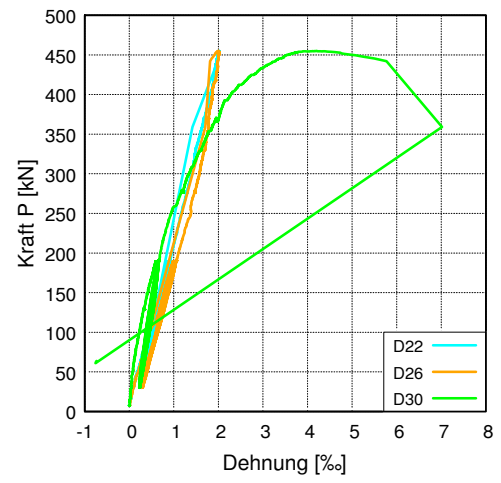
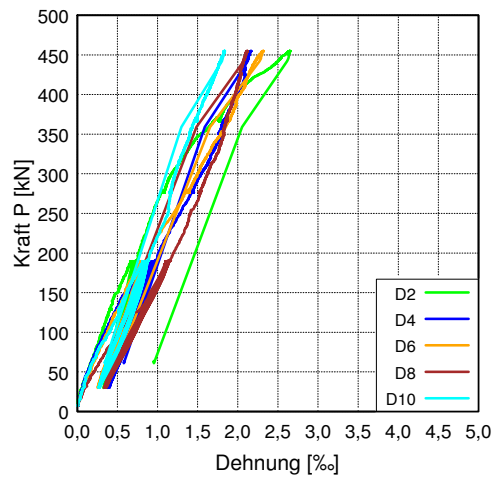
Dehnungen des Stahlflansches im Schnitt M (links) und B (rechts)



Betondehnungen an der Oberseite der Platte in den Schnitten M und B

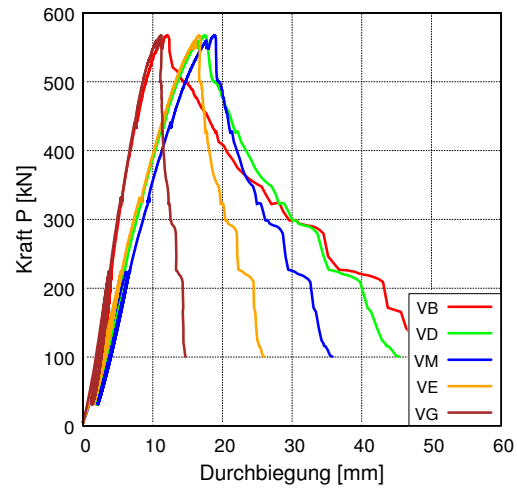
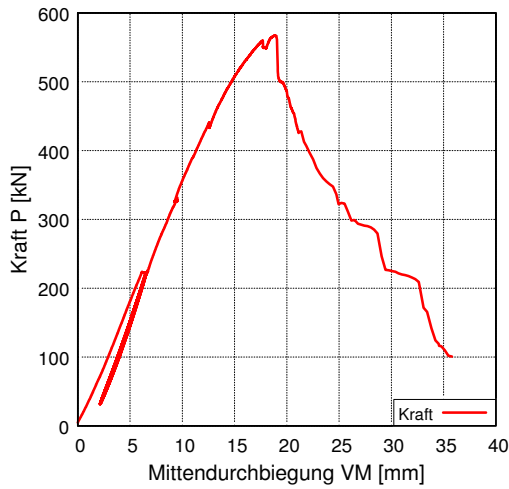


PB-30-10-3 (Fortsetzung)

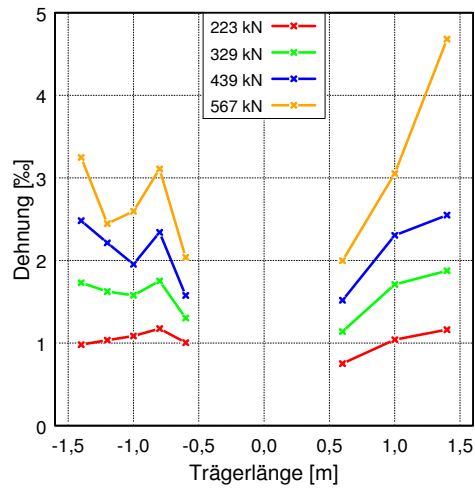
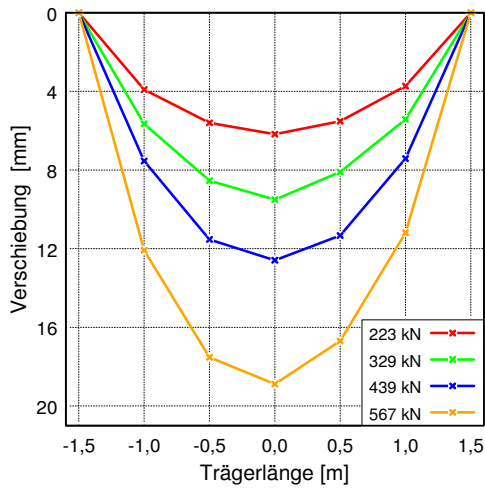
Dehnungen der Stahldübel

PB-30-10-4

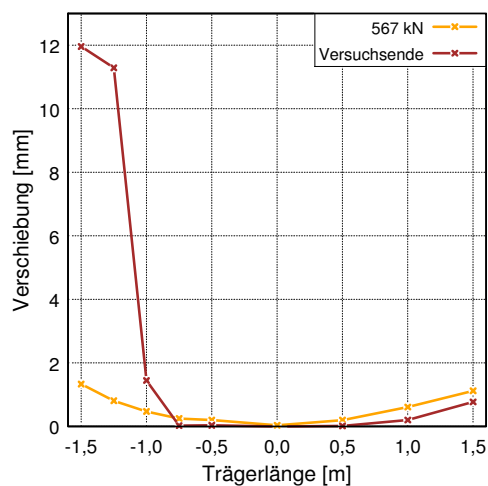
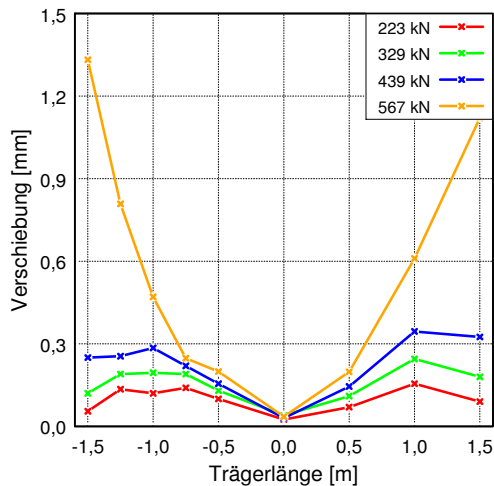
Übersicht der Durchbiegungen in den Schnitten B, D, M, E, G



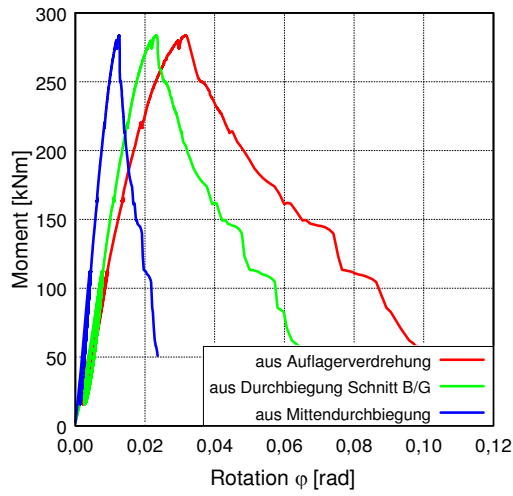
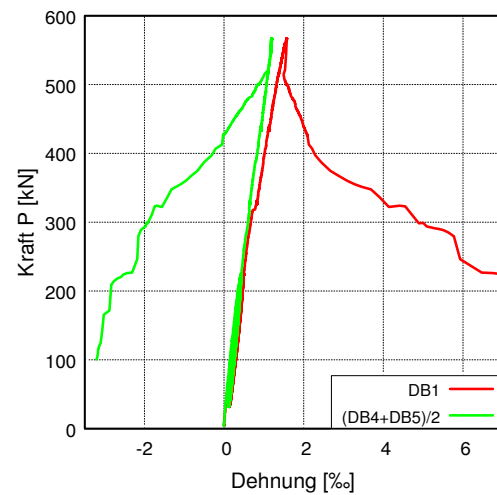
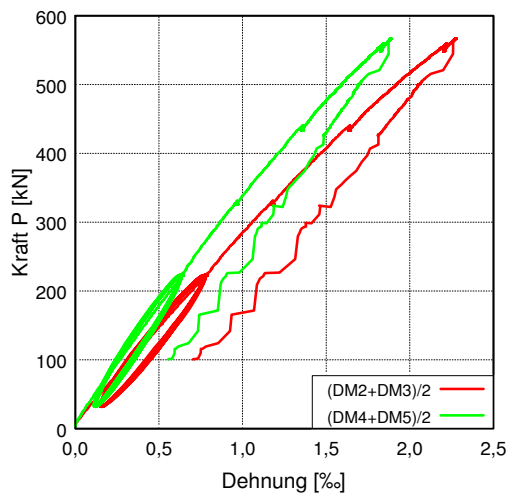
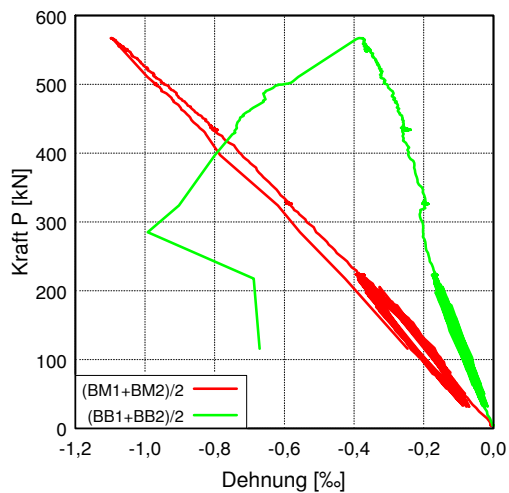
Durchbiegung (links) und Stahldübeldehnungen (rechts) jeweils über die Trägerlänge



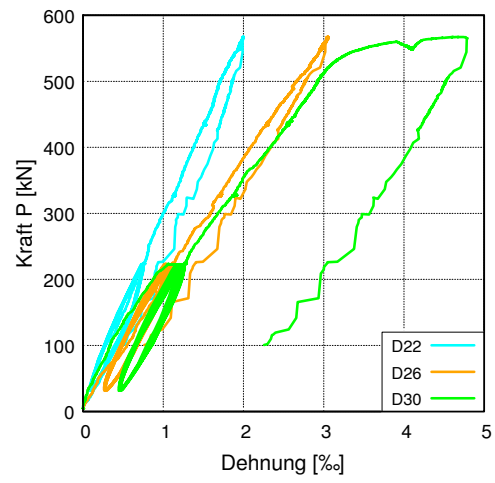
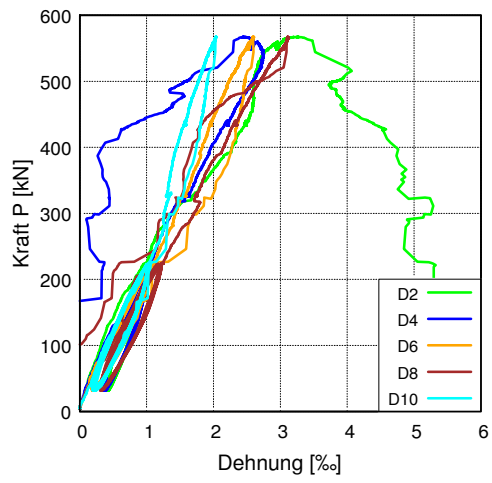
Schlupf über die Trägerlänge bis P_{max} (links) und ab P_{max} bis Versuchsende (rechts)



PB-30-10-4 (Fortsetzung)

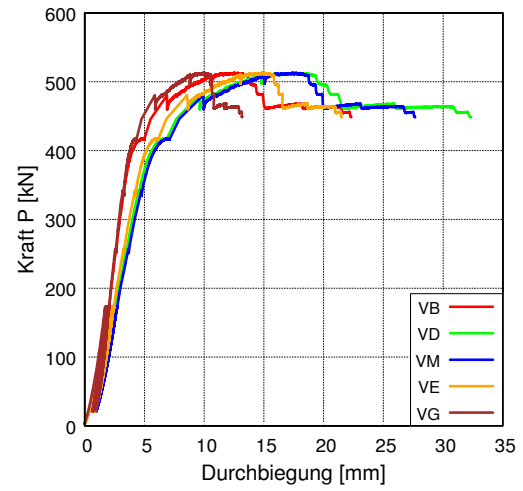
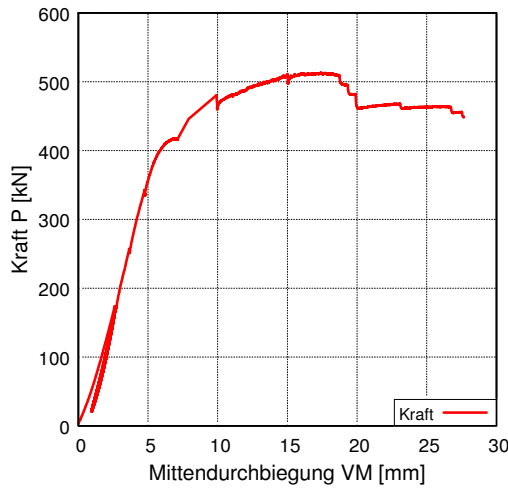
Momenten-Rotationsbeziehung aus verschiedenen AnsätzenDehnungen des Stahlflansches im Schnitt M (links) und B (rechts)Betondehnungen an der Oberseite der Platte in den Schnitten M und B

PB-30-10-4 (Fortsetzung)

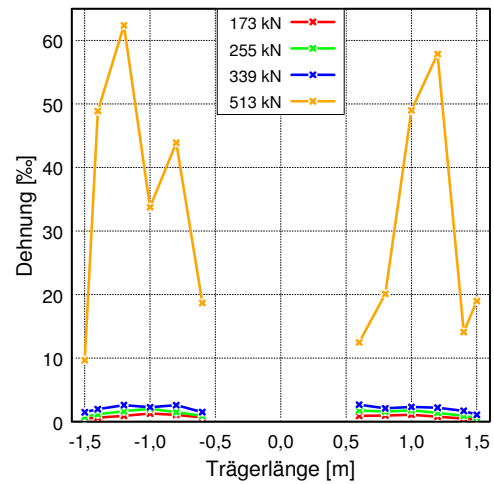
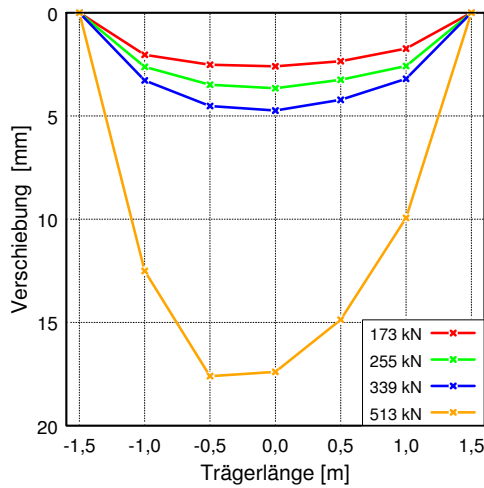
Dehnungen der Stahldübel

PB-46-3-1

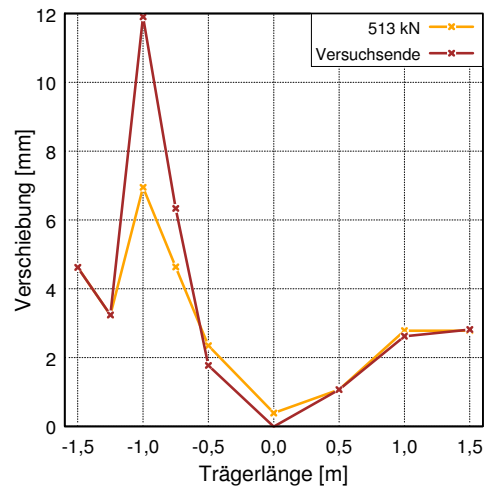
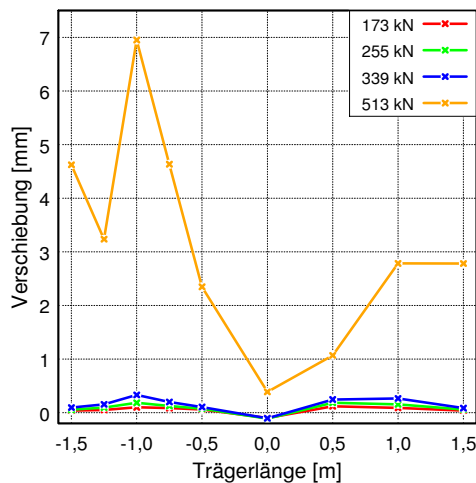
Übersicht der Durchbiegungen in den Schnitten B, D, M, E, G



Durchbiegung (links) und Stahlüberdehnungen (rechts) jeweils über die Trägerlänge

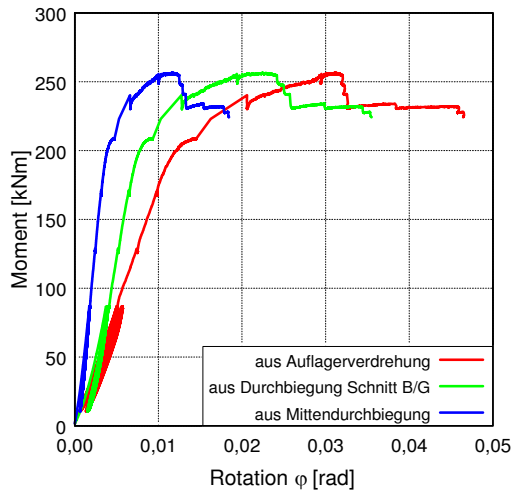


Schlupf über die Trägerlänge bis P_{max} (links) und ab P_{max} bis Versuchsende (rechts)

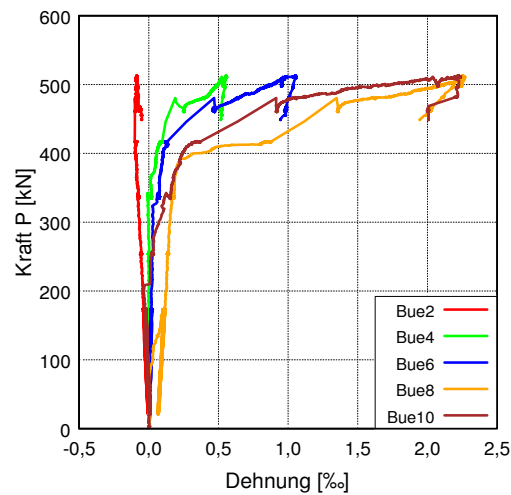
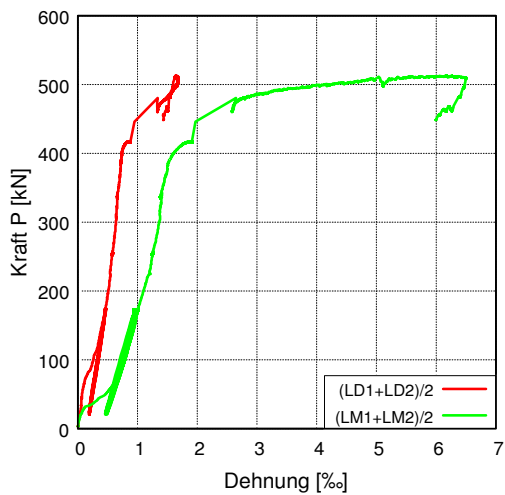


PB-46-3-1 (Fortsetzung)

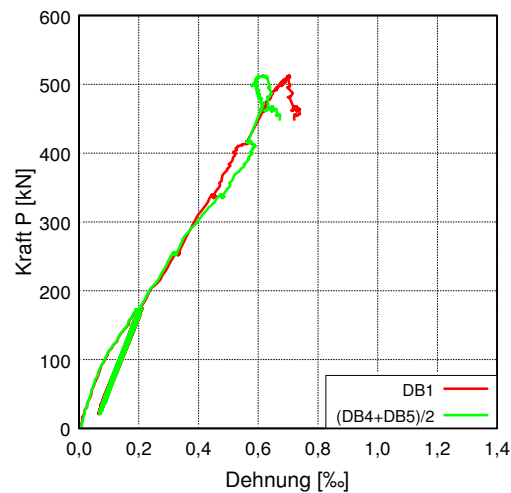
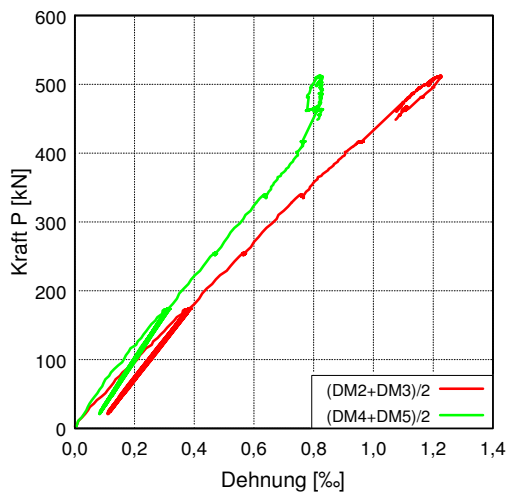
Momenten-Rotationsbeziehung aus verschiedenen Ansätzen



Dehnungen der Längsbewehrung (links) und der Bügelbewehrung (rechts)

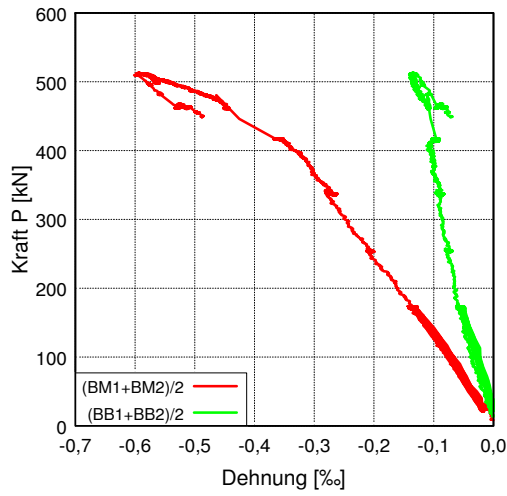


Dehnungen des Stahlflansches im Schnitt M (links) und B (rechts)

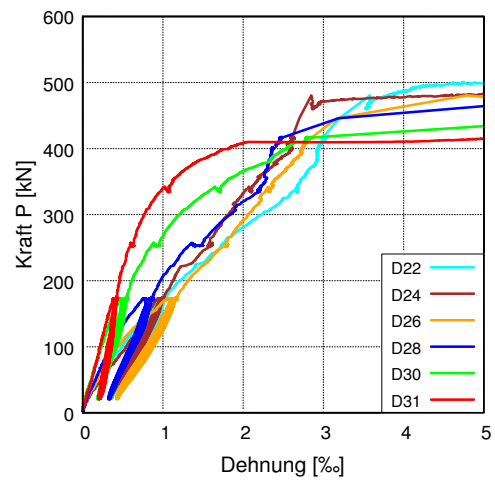
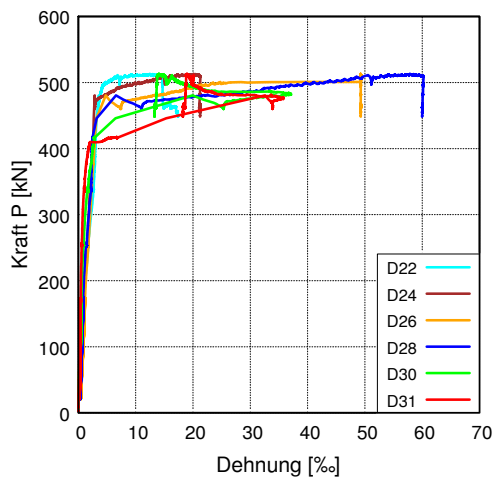
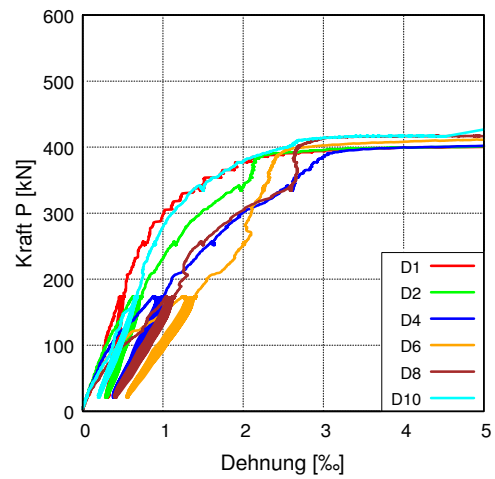
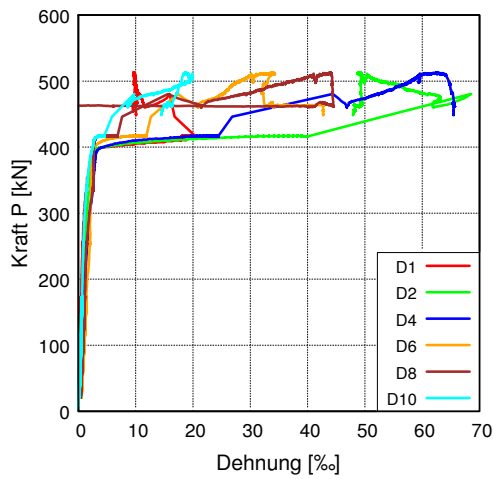


PB-46-3-1 (Fortsetzung)

Betondehnungen an der Oberseite der Platte in den Schnitten M und B

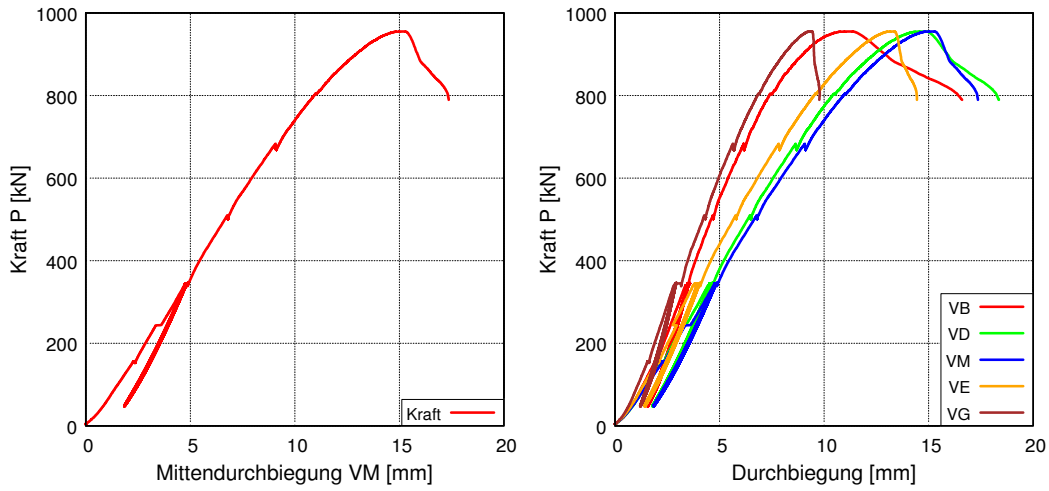


Dehnungen der Stahldübel gesamt (links) und bis max. 5‰ Dehnung (rechts)

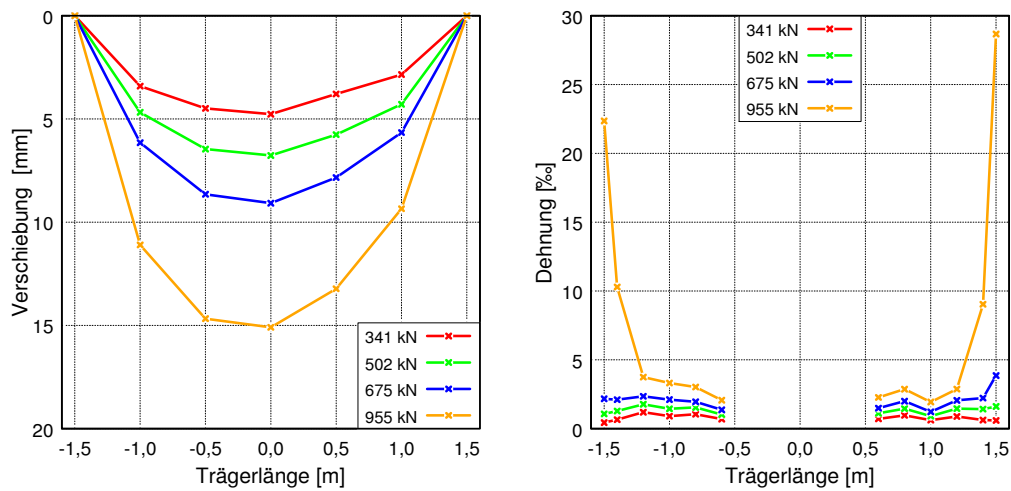


PB-46-10-1

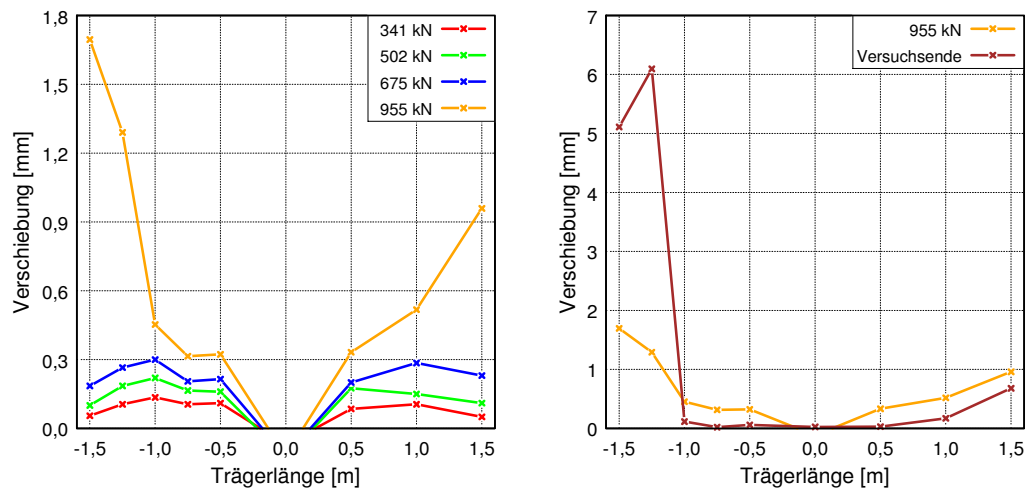
Übersicht der Durchbiegungen in den Schnitten B, D, M, E, G



Durchbiegung (links) und Stahldübeldehnungen (rechts) jeweils über die Trägerlänge

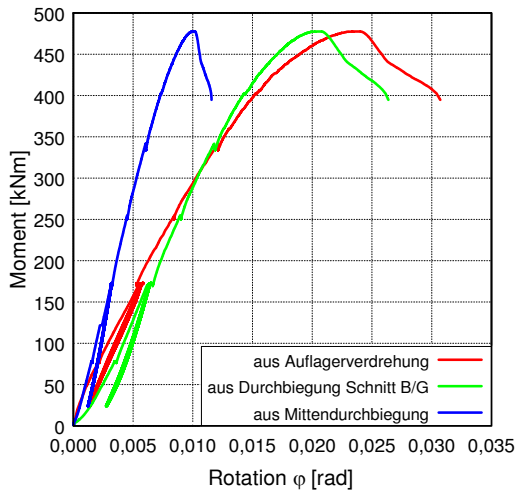


Schlupf über die Trägerlänge bis P_{max} (links) und ab P_{max} bis Versuchsende (rechts)

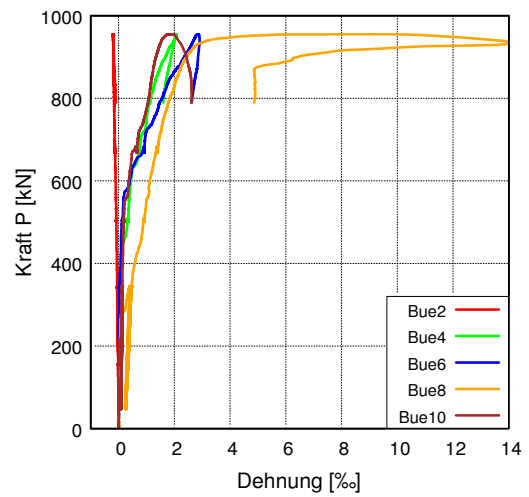
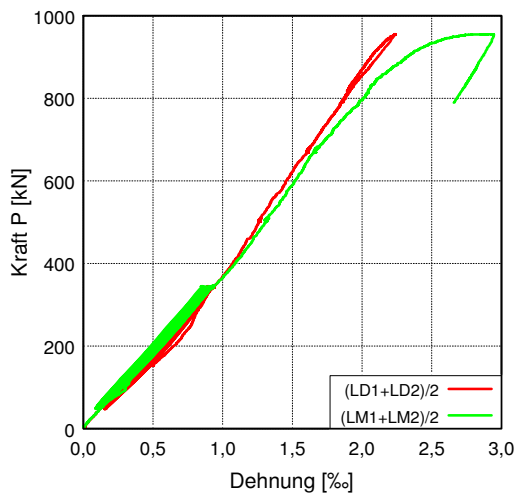


PB-46-10-1 (Fortsetzung)

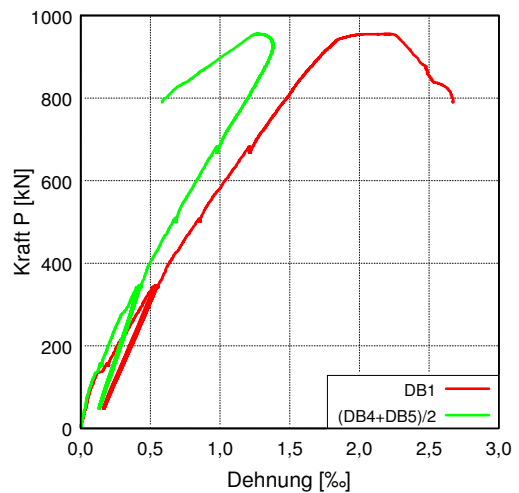
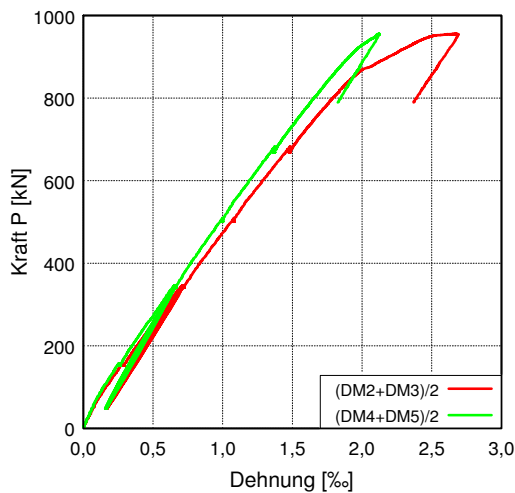
Momenten-Rotationsbeziehung aus verschiedenen Ansätzen



Dehnungen der Längsbewehrung (links) und der Bügelbewehrung (rechts)

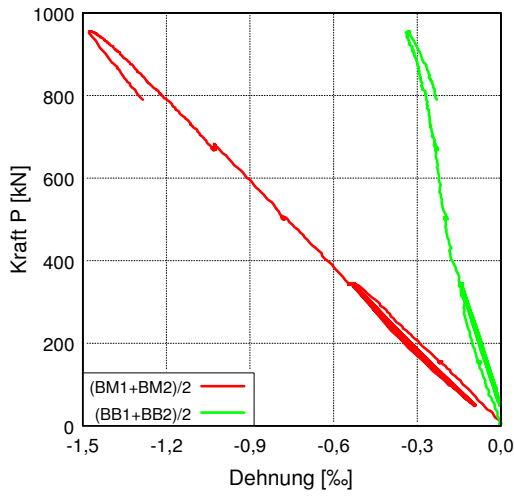


Dehnungen des Stahlflansches im Schnitt M (links) und B (rechts)

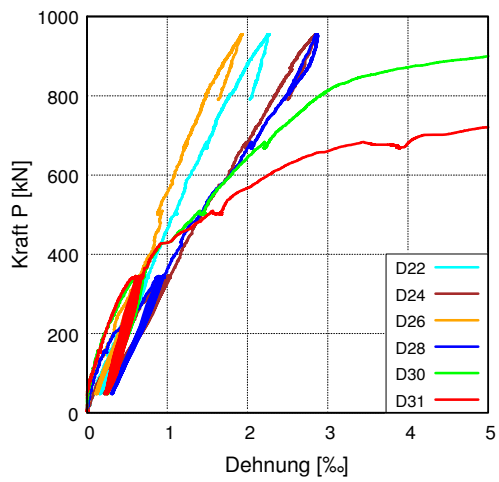
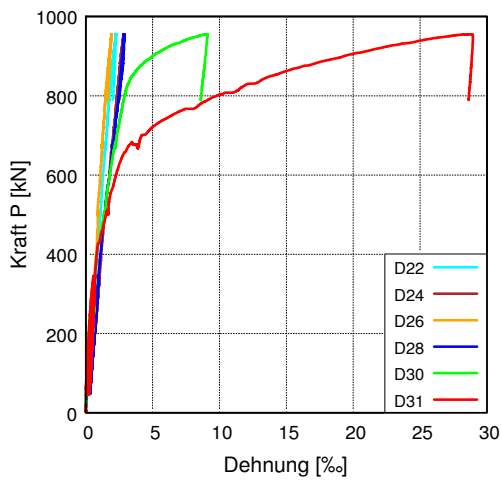
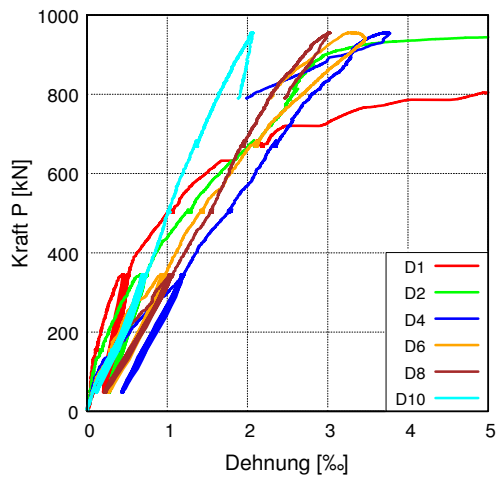
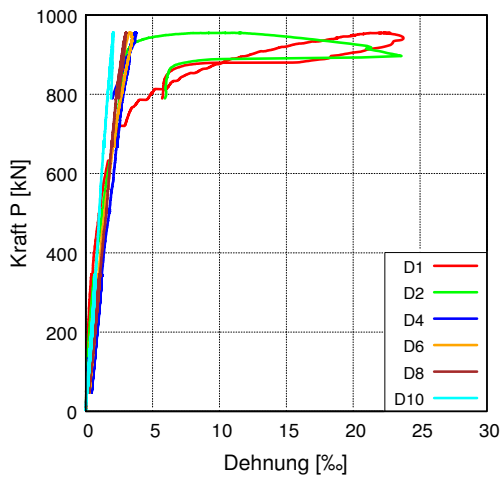


PB-46-10-1 (Fortsetzung)

Betondehnungen an der Oberseite der Platte in den Schnitten M und B



Dehnungen der Stahldübel gesamt (links) und bis max. 5‰ Dehnung (rechts)



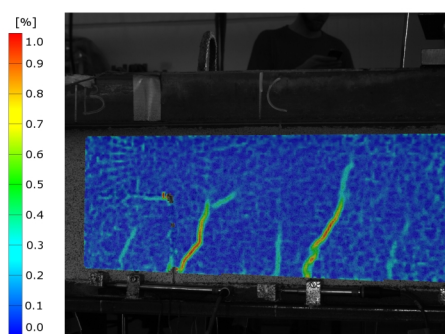
B.6 Auswertung der optischen Messung

Im Folgenden sind die mit dem photooptischen Messverfahren Aramis ermittelten Hauptdehnungen für verschiedene Laststufen dargestellt. Die Entwicklung der Rissbildung ist hierdurch nachvollziehbar. Die optische Messung erfolgte nur für die folgenden Versuchskörper:

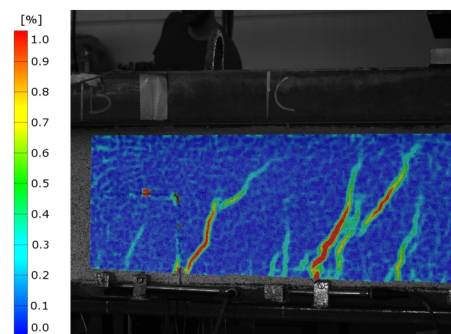
PB-30-3-1, PB-30-3-2, PB-30-5-3, PB-30-10-1, PB-30-10-3 und PB-46-10-1

Das Messfeld lag bei allen Verbundträgern auf der Vorderseite der Träger zwischen den Schnitten A und D, wie aus der Skizze in Abschnitt B.3 zu entnehmen ist.

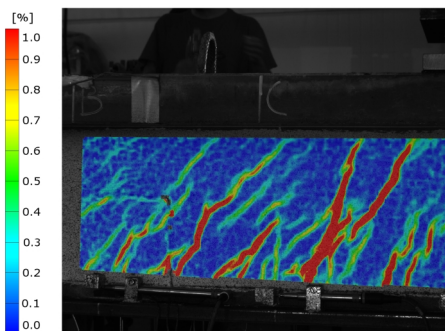
PB 30-3-1



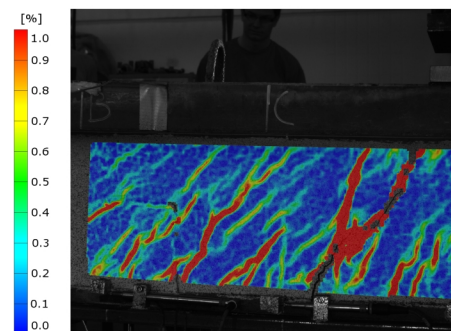
Rissbild bei 140kN Last



Rissbild bei 210kN Last

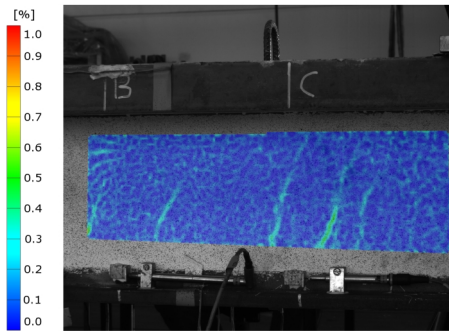


Rissbild bei 280kN Last

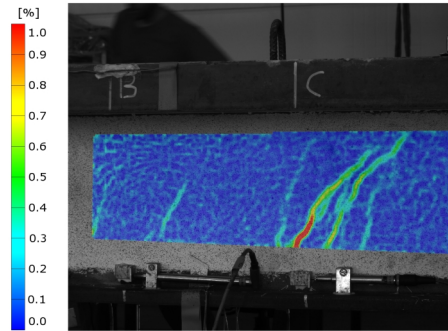


Rissbild bei 329kN Last

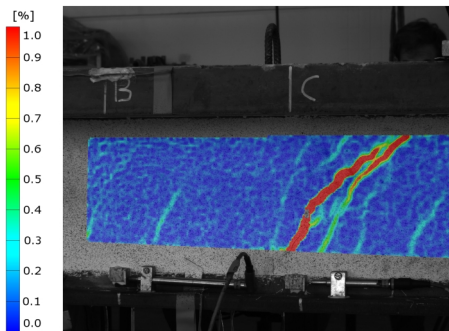
PB 30-3-2



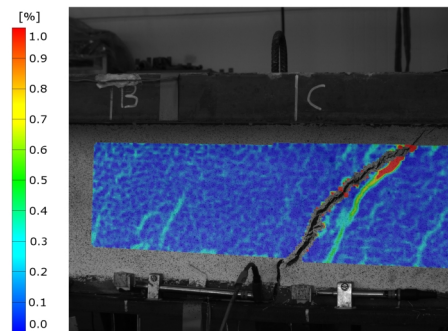
Rissbild bei 110kN Last



Rissbild bei 170kN Last

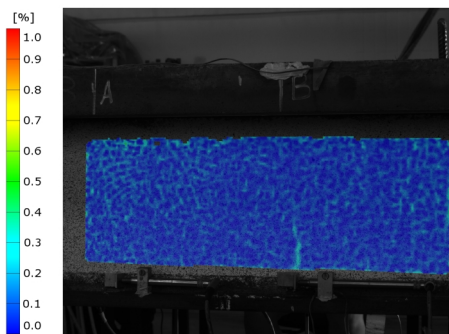


Rissbild bei 200kN Last

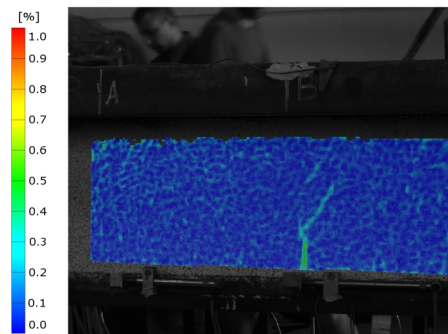


Rissbild bei 226kN Last

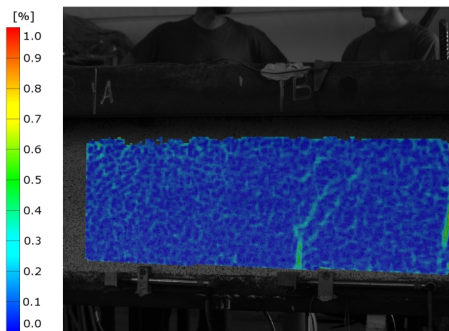
PB 30-5-3



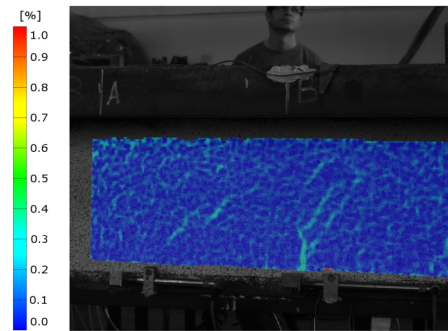
Rissbild bei 100kN Last



Rissbild bei 200kN Last

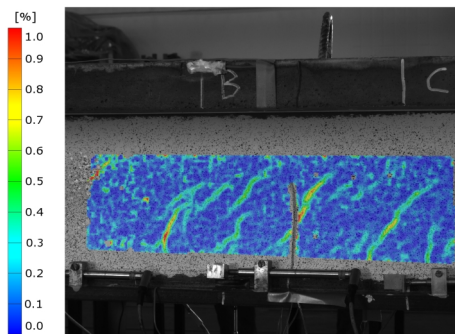


Rissbild bei 250kN Last

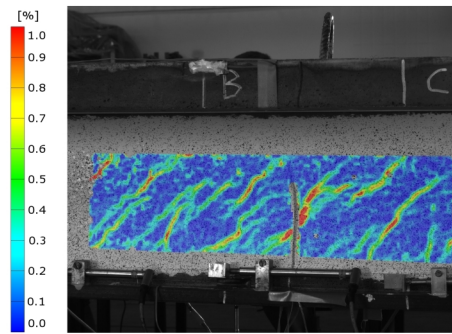


Rissbild bei 325kN Last

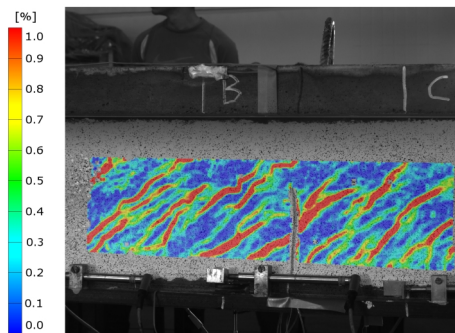
PB 30-10-1



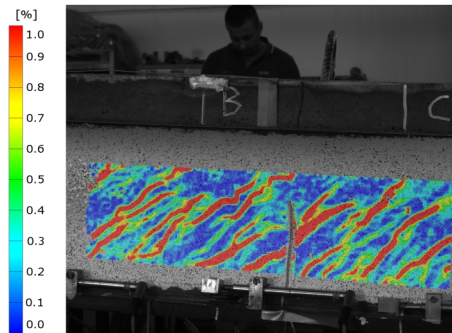
Rissbild bei 240kN Last



Rissbild bei 360kN Last

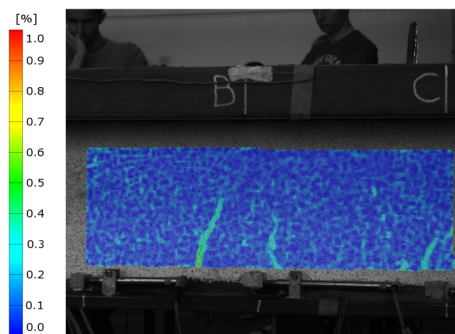


Rissbild bei 600kN Last

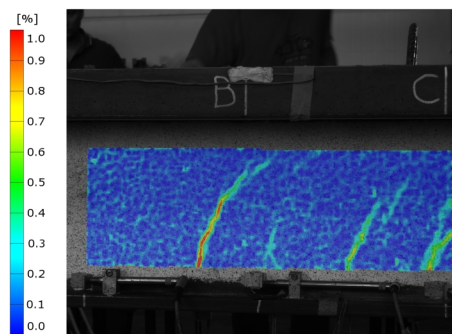


Rissbild bei 675kN Last

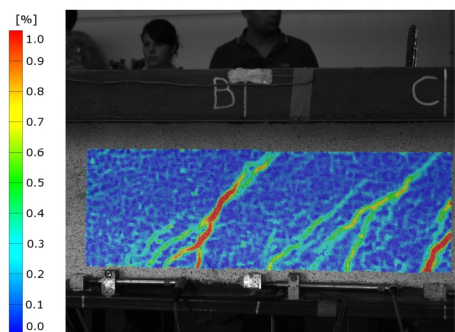
PB 30-10-3



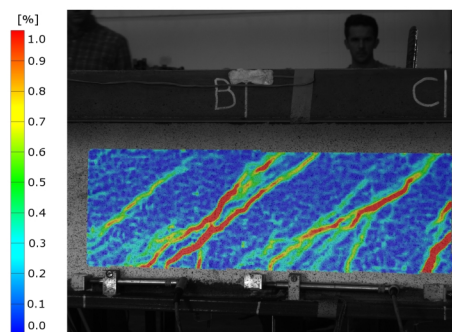
Rissbild bei 180kN Last



Rissbild bei 270kN Last

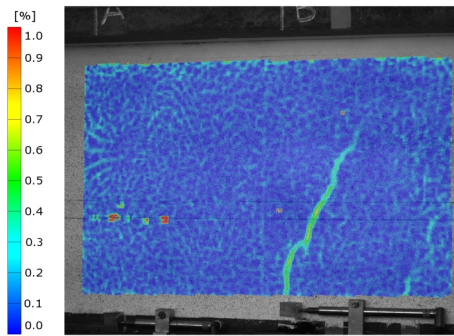


Rissbild bei 360kN Last

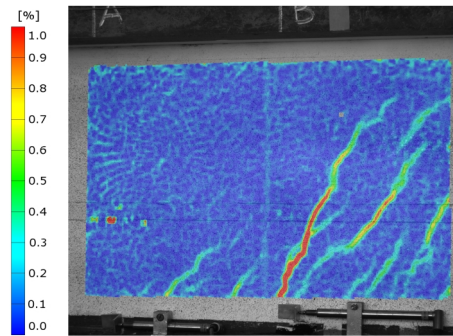


Rissbild bei 455kN Last

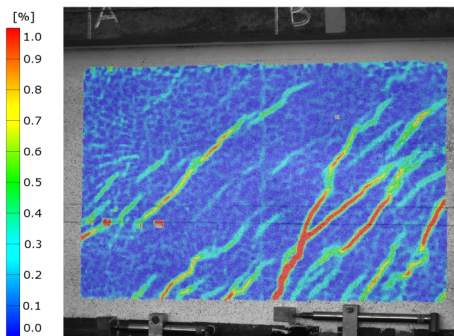
PB 46-10-1



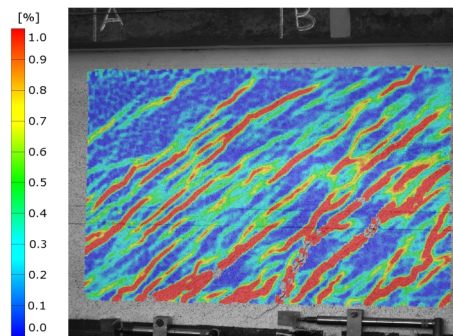
Rissbild bei 150kN Last



Rissbild bei 340kN Last



Rissbild bei 500kN Last

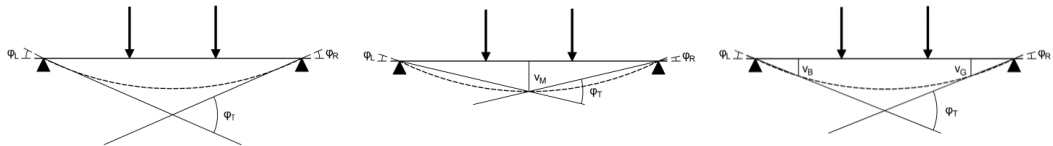


Rissbild bei 955kN Last

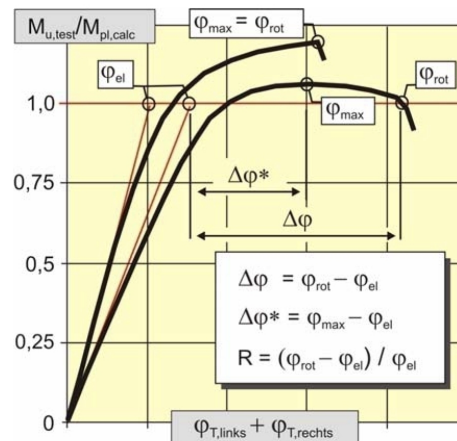
B.7 Auswertung der Rotationskapazität

Die Ermittlung der Verbundträgerrotation dient zur Beurteilung, ob eine plastische Bemessung zulässig und eine Lastumlagerung möglich ist. Die Rotation wurde im Rahmen dieser Arbeit auf drei verschiedene Weisen für die untersuchten Verbundträger ermittelt. Da die Auflagerverdrehung mit je zwei induktiven Wegaufnehmern an den beiden Trägerenden gemessen wurde, konnten aus der Differenz der Messwerte und dem Abstand der Wegaufnehmer die Endtangentialdrehwinkel φ_L und φ_R ermittelt werden. Die Gesamtrotation φ_T ergibt sich dann, wie aus der folgenden Abbildung (links) zu erkennen, zu: $\varphi_T = \varphi_L + \varphi_R$.

Zusätzlich erfolgte die Berechnung der Rotation zu Vergleichszwecken aus der Sekantensteigung, die sowohl aus der Durchbiegung in Trägermitte (mittlere Darstellung) als auch anhand der gemittelten Durchbiegungen in den Schnitten B und G (rechte Darstellung) ermittelt wurde. Die Ergebnisse dieser drei Berechnungsmethoden sind in den Diagrammen im Abschnitt B.5 dargestellt. Wie zu erwarten, resultierte die größte Rotation nahezu immer aus der ausgewerteten Auflagerverdrehung.



Um Versuchsträger mit unterschiedlichen Abmessungen und Spannweiten miteinander vergleichen zu können, kann die dimensionslose Rotationskapazität R verwendet werden. Die Definition der Rotationskapazität und das Auswertevorgehen sind in der nachstehenden Abbildung dargestellt (Quelle: [Gor06]).



In der folgenden Tabelle ist die Ermittlung der Rotationskapazität dargestellt. Dazu wurde immer die aus der Auflagerverdrehung ermittelte Rotation verwendet. Bei den Verbundträgern, die die rechnerische plastische Momententragfähigkeit nicht erreichten, wurde die elastische Rotation φ_{el} auf die maximal erreichte Tragfähigkeit bezogen. Ansonsten erfolgte die Auswertung entsprechend der obigen Grafik.

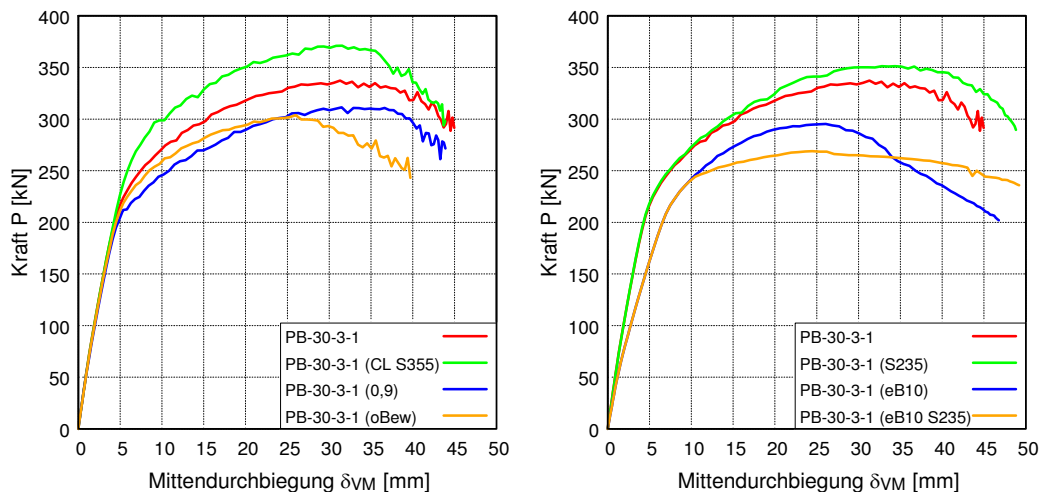
| Verbundträger | elastische Rotation φ_{el} [rad] | plastische Rotation / maximale Rotation $\varphi_{rot} / \varphi_{max}$ [rad] | Rotationskapazität R [-] |
|---------------|---|---|-------------------------------|
| PB-30-3-1 | 0,012 | 0,060 | 4,00 |
| PB-30-3-2 | 0,009 | 0,037 | 3,11 |
| PB-30-3-3 | 0,008 | 0,039 | 3,88 |
| PB-30-5-1 | 0,015 | 0,045 | 2,00 |
| PB-30-5-2 | 0,014 | 0,067 | 3,79 |
| PB-30-5-3 | 0,012 | 0,029 | 1,42 |
| PB-30-10-1 | 0,031 | 0,145 | 3,68 |
| PB-30-10-2 | 0,017 | 0,049 | 1,88 |
| PB-30-10-3 | 0,017 | 0,019 | 0,12 |
| PB-30-10-4 | 0,025 | 0,032 | 0,28 |
| PB-46-3-1 | 0,013 | 0,033 | 1,54 |
| PB-46-10-1 | 0,017 | 0,024 | 0,41 |

B.8 Numerische Untersuchungen

Zusatzuntersuchungen zu PB-30-3-1

| Bezeichnung | Beschreibung der Anpassung |
|---|--|
| PB-30-3-1 (oBew) | wie PB-30-3-1 nur ohne konventionelle Bewehrung |
| PB-30-3-1 (0,9) | wie PB-30-3-1 allerdings mit 0,9 Vol.-% Stahlfasern (Betonmodell von PB-30-5-2) |
| PB-30-3-1 (CL S355) ($f_{y,CL} = 402,5 \text{ N/mm}^2$) | wie PB-30-3-1 allerdings mit der Verbunddübelleiste in S355 (Spannungs-Dehnungsbeziehung der Verbunddübelleiste von PB-30-10-1) |
| PB-30-3-1 (S235) ($f_{y,a} = 279,9 \text{ N/mm}^2$) | wie PB-30-3-1 nur mit externer Bewehrung in S235 (Spannungs-Dehnungsbeziehung der Verbunddübelleiste von POCL 32) |
| PB-30-3-1 (eB10) | wie PB-30-3-1 nur mit externer Bewehrung mit 10 mm Dicke |
| PB-30-3-1 (eB10 S235) ($f_{y,a} = 279,9 \text{ N/mm}^2$) | wie PB-30-3-1 nur mit externer Bewehrung mit 10 mm Dicke in S235 (Spannungs-Dehnungsbeziehung der Verbunddübelleiste von POCL 32) |

Ergebnisse der Zusatzuntersuchungen im Vergleich zu PB-30-3-1



Plastische Dehnungen bei Variation der externen Bewehrung

PB-30-3-1 (S235): Fließen der Stahldübel über die gesamte Dübelbreite und Fließen der externen Bewehrung ab der maximalen Last von 351 kN.



PB-30-3-1 (eB10): Fließen der Stahldübel bei der maximalen Last von 295 kN.



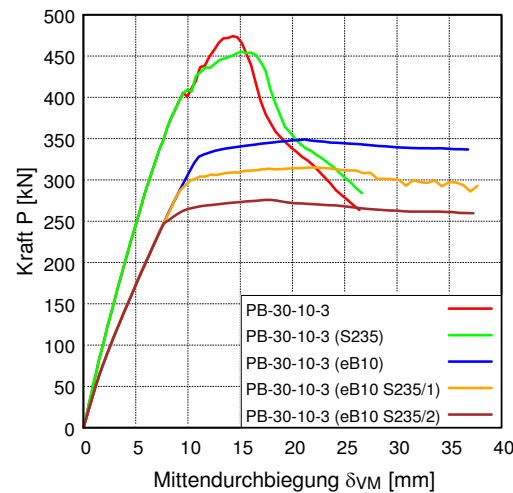
PB-30-3-1 (eB10 S235): Zunächst Fließen der Stahldübel im Randbereich, dann ab 240 kN Fließen der Stahldübel über die gesamte Dübelbreite. Fließen der externen Bewehrung ebenfalls ab 240 kN mit Zunahme bis zur maximalen Last 269 kN.



Zusatzuntersuchungen zu PB-30-10-3

| Bezeichnung | Beschreibung der Anpassung |
|--|--|
| PB-30-10-3 (S235) ($f_{y,a} = 279,9 \text{ N/mm}^2$) | wie PB-30-10-3 nur mit externer Bewehrung in S235 (Spannungs-Dehnungsbeziehung der Verbunddübelbleiste von POCL 32) |
| PB-30-10-3 (eB10) | wie PB-30-10-3 nur mit externer Bewehrung mit 10 mm Dicke |
| PB-30-10-3 (eB10 S235/1) ($f_{y,a} = 338,3 \text{ N/mm}^2$) | wie PB-30-10-3 nur mit externer Bewehrung mit 10 mm Dicke in S235 (Spannungs-Dehnungsbeziehung der Verbunddübelbleiste von PB-30-3-1) |
| PB-30-10-3 (eB10 S235/2) ($f_{y,a} = 279,9 \text{ N/mm}^2$) | wie PB-30-10-3 nur mit externer Bewehrung mit 10 mm Dicke in S235 (Spannungs-Dehnungsbeziehung der Verbunddübelbleiste von POCL 32) |

Ergebnisse der Zusatzuntersuchungen im Vergleich zu PB-30-10-3



Plastische Dehnungen bei Variation der externen Bewehrung

PB-30-10-3 (S235): Fließen der externen Bewehrung bevor die Stahldübel bei der maximalen Last 455 kN über die gesamte Dübelbreite fließen.



PB-30-10-3 (eB10 S235/2): Fließen der externen Bewehrung bei 240 kN verursacht das Abflachen der Kurve. Größerer Fließbereich bei der maximalen Last 276 kN.

