

Oliver Fischer, Thomas Lechner, Martin Mensinger,
Joseph Ndogmo, Günter Seidl, Mislav Stambuk

**Entwicklung dünnwandiger,
flächenhafter Konstruktionselemente
aus UHPC und geeigneter
Verbindungstechniken zum Einsatz im
Hoch- und Industriebau**

F 2912

Bei dieser Veröffentlichung handelt es sich um die Kopie des Abschlussberichtes einer vom Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung -BMVBS- im Rahmen der Forschungsinitiative »Zukunft Bau« geförderten Forschungsarbeit. Die in dieser Forschungsarbeit enthaltenen Darstellungen und Empfehlungen geben die fachlichen Auffassungen der Verfasser wieder. Diese werden hier unverändert wiedergegeben, sie geben nicht unbedingt die Meinung des Zuwendungsgebers oder des Herausgebers wieder.

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

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

© by Fraunhofer IRB Verlag

2014

ISBN 978-3-8167-9285-7

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

Fraunhofer IRB Verlag

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69

70504 Stuttgart

Nobelstraße 12

70569 Stuttgart

Telefon 07 11 9 70 - 25 00

Telefax 07 11 9 70 - 25 08

E-Mail irb@irb.fraunhofer.de

www.baufachinformation.de

www.irb.fraunhofer.de/tauforschung

Lehrstuhl für Massivbau
Institut für Baustoffe und Konstruktion
Technische Universität München

Abschlussbericht

Entwicklung dünnwandiger, flächenhafter Kon- struktionselemente aus UHPC und geeigneter Verbindungstechniken zum Einsatz im Hoch- und Industriebau

Prof. Oliver Fischer
Dipl.-Ing. Thomas Lechner
Prof. Martin Mensinger
Dr. Joseph Ndogmo
Dr. Günter Seidl
Dipl.-Ing. Mislav Stambuk

München, den 28.02.2014

Der Forschungsbericht wurde mit Mitteln der Forschungsinitiative „Zukunft Bau“ des Bundesamtes für Bauwesen und Raumordnung gefördert.

(Aktenzeichen: SF-10.08.18.7-11.14 / II 3-F20-10-1-132)

Die Verantwortung für den Inhalt des Berichts liegt beim Autor.

DANKSAGUNG

Das vorliegende Projekt wurde seitens des BBR begleitet durch:

Dr.-Ing. Dipl.-Wirt.Ing. (FH) Michael Brüggemann

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau IRB
Bundesinstitut für Bau- Stadt- und Raumforschung
Deichmanns Aue 31-37
53179 Bonn

Als Mitglieder des wissenschaftlichen Beirats stellten sich zur Verfügung:

Prof. Dr.-Ing. Manfred Curbach

Technische Universität Dresden
Institut für Massivbau
Helmholtzstr. 10
01069 Dresden

Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell

Technische Universität Kaiserslautern
Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktionen
Paul-Ehrlich-Straße
Gebäude 14
67663 Kaiserslautern

Dr.-Ing. Walter Streit

Büchting + Streit AG
Gunzenlehstr. 22
80689 München

Die Forschungsnehmer und Autoren dieses Berichts bedanken sich bei Herrn Dr. Brüggemann für die Unterstützung bei diesem Projekt. Weiterhin sei den Mitgliedern des wissenschaftlichen Beirats für die konstruktive Unterstützung gedankt.

Die Forschungsarbeit wurde mit Mitteln der Forschungsinitiative „Zukunft Bau“ des Bundesinstitutes für Bau-, Stadt- und Raumforschung gefördert (SF – 10.08.18.7-11.14 / II 3-F20-10-1-132). Zusätzlich erfolgte eine Unterstützung durch die Firmen Max Bögl GmbH und Hentschke Bau GmbH, wofür sich die Forschungsnehmer ebenfalls bedanken möchten.

Inhalt

1	EINLEITUNG	1
1.1	Vorbemerkung	1
1.2	Motivation.....	1
1.3	Methodik	3
2	STAND DER TECHNIK.....	4
2.1	Ultrahochleistungsbeton (UHPC).....	4
2.1.1	Allgemeines zum UHPC.....	4
2.1.2	Ausgangsstoffe.....	5
2.1.3	Festbetoneigenschaften	9
2.1.4	Hinweise zur Wirtschaftlichkeit und den Lebenszykluskosten.....	18
2.2	Verbunddübelleisten	19
2.2.1	Entwicklung der kontinuierlichen Verbundmittel.....	19
2.2.2	Aktuelle Bemessungsgrundsätze.....	20
2.2.3	„Liegende“ Verbunddübelleisten	26
2.3	Alternative Verbindungstechniken	27
2.3.1	Lokale Krafteinleitung und Verbindung mittels Implantaten	27
2.3.2	Fügen von UHPC-Bauteilen mit Epoxidharz.....	27
2.3.3	Fügen von UHPC-Bauteilen mit RPC	29
2.3.4	Bewertung der nicht-mechanischen Verbindungstechniken	30
3	KONSTRUKTION DER WANDELEMENTE VOR DEM HINTERGRUND BAUPRAKTISCHER ANFORDERUNGEN	31
3.1	Anwendungsgebiete	31
3.2	Konstruktion der Wandelemente	32
3.3	Baupraktische Spezifikationen	35
3.3.1	Lastannahmen	36
3.3.2	Beanspruchungen in der Verbunddübelleiste.....	36
3.3.3	Beanspruchung der Wandscheiben	37
3.3.4	Konstruktive Randbedingungen.....	38
3.3.5	Bauphysikalische Anforderungen	38
3.3.6	Anforderungskatalog.....	40
3.4	Anwendungsbeispiel: Aufstockung einer historischen Zigarrenfabrik	41
4	UNTERSUCHUNG VON VERBUNDDÜBELLEISTEN IN DÜNNEN UHPC-SCHEIBEN	45

4.1	Verbundmittel in UHPC.....	45
4.2	Experimentelle Untersuchungen	46
4.2.1	Versuchskörper	47
4.2.2	Versuchsaufbau und –durchführung	51
4.2.3	Versuchsergebnisse und Auswertung	52
4.2.4	Untersuchungen bei nicht-ruhender Belastung	59
4.2.5	Untersuchungen zu Push-Out-Körpern mit Randeinfassung	62
4.3	Ergebnisse der optischen Messungen.....	64
4.4	Numerische Untersuchungen.....	68
4.4.1	Nichtlineare Finite Elemente Berechnungen	68
4.4.2	Materialmodellierung von Beton	71
4.4.3	Modellbildung in ABAQUS	74
4.4.4	Ergebnisse der Finite Elemente Berechnungen	78
4.5	Numerische Formoptimierung	82
4.5.1	Grundlagen zur Strukturoptimierung	82
4.5.2	Ablauf einer Formoptimierung	83
4.5.3	Formoptimierung der Stahldübel	85
4.6	Einfluss eines nachträglichen Verschweißens	90
4.6.1	Vorbereiten der Versuchskörper	90
4.6.2	Durchführung der Schweißversuche	93
4.6.3	Ergebnisse der Thermoelemente.....	93
4.6.4	Ergebnisse der Thermographie	96
4.6.5	Auswertung und Schlussfolgerungen der Schweißversuche.....	97
5	STABILITÄTSVERHALTEN DÜNNER SCHEIBEN AUS UHPC.....	100
5.1	Beulversuche in der Literatur.....	100
5.1.1	Beuluntersuchungen mit normal- und hochfestem Beton	100
5.1.2	Beuluntersuchungen mit UHPC.....	102
5.2	Finite Elemente Simulation der Beulversuche mit UHPC	105
5.2.1	FE-Berechnungen anderer Forscher	105
5.2.2	Eigene FE-Berechnungen	106
5.3	Ermittlung des Einspanngrades von dünnen Scheiben aus UHPC mit Verbunddübelleisten.....	110
5.3.1	Vordimensionierung durch eine FE-Simulationen	110
5.3.2	Versuchsaufbau und Messtechnik.....	111
5.3.3	Herstellung der Versuchskörper	112
5.3.4	Versuchsdurchführung und -ergebnisse.....	117
5.3.5	Ermittlung des Einspanngrades.....	127
5.3.6	Zusammenfassung der Versuchsergebnisse.....	130
5.3.7	Nachrechnungen der Versuche zur Ermittlung des Einspanngrades mit ABAQUS	130

5.4	Tragfähigkeit dünner Scheiben ohne Öffnungen - Bemessungsvorschlag	134
5.5	Einfluss von Öffnungen auf die Stabilität.....	136
5.5.1	Numerische Berechnungen	136
5.5.2	Empfehlungen für verschiedene Öffnungstypen.....	138
6	DIMENSIONIERUNG DER WANDELEMENTE UND ANSCHLUSSKONSTRUKTIONEN.....	139
6.1	Tragfähigkeit von Wandelementen aus UHPC	139
6.2	Verbunddübelleisten in Wandelementen aus UHPC	139
6.2.1	Filigrane Wände mit geringer Beanspruchung	140
6.2.2	Wände mit höheren Beanspruchungen.....	140
6.3	Öffnungen in Wandelementen aus UHPC	140
7	ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK.....	141
	LITERATUR.....	144
	ANHANG A – VERSUCHSSKIZZEN UND PLÄNE	A-1

Tabellenverzeichnis

Tabelle 2.1:	Phasen des Last-Verformungsverhaltens unter zentrischem Zug [12]	14
Tabelle 3.1:	Anforderung nach Anwendungsgebiet	40
Tabelle 4.1:	Übersicht der statischen Push-Out-Versuche	46
Tabelle 4.2:	Übersicht der zyklischen Push-Out-Versuche.....	46
Tabelle 4.3:	Übersicht der statischen Push-Out-Versuche mit Randeinfassung.....	46
Tabelle 4.4:	Mischungszusammensetzung der Betonmischung B5Q.....	48
Tabelle 4.5:	Mischungszusammensetzung der Betonmischung M2Q-F	48
Tabelle 4.6:	Übersicht der durchgeführten PO-Versuche zur Überprüfung des statischen Tragverhaltens.....	50
Tabelle 4.7:	Übersicht der durchgeführten PO-Versuche zur Überprüfung des zyklischen Verhaltens	59
Tabelle 4.8:	Übersicht der durchgeführten PO-Versuche mit Randeinfassung (RE)	62
Tabelle 5.1:	Maximale Schlankheiten von vierseitig gehaltenen Scheiben und zugehörige Forscher.....	101
Tabelle 5.2:	Dimensionen der Versuchskörper [2].....	103
Tabelle 5.3:	Materialeigenschaften des UHPC.....	115
Tabelle 5.4:	Ermittlung des Einspanngrades für die Scheibe 3-1r im ersten Versuch.....	127
Tabelle 5.5:	Ermittlung des Einspanngrades für die Scheibe 3-1r im zweiten Versuch.....	128
Tabelle 5.6:	Ermittlung des Einspanngrades für die Scheibe 3-1l.....	128
Tabelle 5.7:	Ermittlung des Einspanngrades für die Scheibe 2-2r	129
Tabelle 5.8:	Ermittlung des Einspanngrades für die Scheibe 2-2l.....	129
Tabelle 5.9:	Ermittlung des Einspanngrades für ABAQUS-Explicit-Berechnung.....	134
Tabelle 5.10:	Tragfähigkeit von UHPC-Scheiben nach DIN EN 1993-1-5:2010 – Methode der effektiven Breiten.....	135

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1.1:	Wandelement aus UHPC mit Verbunddübelleisten zur Einfassung sowie als Verbindungselement	2
Abbildung 2.1:	Einordnung des UHPC bezüglich Druckfestigkeit und E-Modul (eigene Darstellung nach [3])	5
Abbildung 2.2:	Rissverlauf bei UHPC-Versagen [5].....	6
Abbildung 2.3:	Hydratationsgrad und Festigkeitsentwicklung [6]	7
Abbildung 2.4:	Optimale Position und Größe der Füllkugeln für eine optimale Kugelordnung im Vergleich zu den verschiedenen Sieblinien (A8 bis U8) [4].....	7
Abbildung 2.5:	Tragverhalten unterschiedlicher „Fasercocktails“ [6].....	8
Abbildung 2.6:	Notwendige Fließmittelwirkstoffdosierung in Abhängigkeit vom Wasserzementwert zum Erreichen einer definierten Konsistenz von Zementleim [4]	8
Abbildung 2.7:	links: raue Oberfläche (sog. Elefantenhaut), rechts: glatte Oberfläche an der Schalungsseite.....	9
Abbildung 2.8:	Abhängigkeit der Druckfestigkeit im Alter von 7 Tagen von der Wärmebehandlungsdauer, 90 °C [8].....	10
Abbildung 2.9:	Qualitative Spannungs-Dehnungsbeziehung mit Darstellung der verschiedenen Tragphasen des UHPC's [9].....	10
Abbildung 2.10:	Bemessungskurve im Druckbereich für UHPC mit Fasern und $f_{ck}=180$ MPa [4].....	11
Abbildung 2.11:	Modell des Umlenkeffektes einer schräg zum Riss verlaufenden Faser nach [11].....	13
Abbildung 2.12:	Last-Verformungsverhalten zugbeanspruchter faserbewehrter UHPC-Proben [12].....	14
Abbildung 2.13:	Dehnungsverläufe der Faser und der Matrix am Einzelriss während der Faseraktivierungsphase [12]	15
Abbildung 2.14:	Gesamtverformung infolge Trocknungsschwindens für wärmebehandelten fein (M1Q)- und grobkörnigen UHPC (B3Q) mit 2,5 Vol.-% Stahlfasern [8]	16
Abbildung 2.15:	Gesamtverformung infolge Trocknungsschwindens für nicht wärmebehandelten fein- (M1Q) und grobkörnigen UHPC (B3Q) mit 2,5 Vol.-% Stahlfasern [8]	16
Abbildung 2.16:	Vergleich der Porenradienverteilung von C45/55, Hochleistungsbeton C105 und UHPC [8]	17
Abbildung 2.17:	Chloriddiffusionskoeffizienten verschiedener Betonsorten (eigene Darstellung nach [14])	17
Abbildung 2.18:	Verbunddübelformen: a) Finne (SA), b) Puzzle (PZ), c) Klothoide (CL), d) modifizierte Klothoide (MCL) [21]	20
Abbildung 2.19:	Komponenten eines Verbunddübels [21].....	20
Abbildung 2.20:	Parameter zu den Formeln für Betonversagen im Preco-Beam-Modell [27].....	22
Abbildung 2.21:	Parameter zur Formel für Stahlversagen im Preco-Beam-Modell [27].....	22
Abbildung 2.22:	Parameter zu den Formeln nach den Modellen von Seidl [25]	24
Abbildung 2.23:	Definitionen gemäß Zulassung [26].....	26
Abbildung 2.24:	Randnahe Positionen der Betondübel [28].....	26
Abbildung 2.25:	Darstellung der untersuchten Betondübel [28]	27

Abbildung 2.26: Abfall der mechanischen Eigenschaften im Glasübergangsbereich (vgl. [32]).....	28
Abbildung 3.1: Prinzip der Wandscheibe.....	32
Abbildung 3.2: Denkbare Anschluss dünnwandiger Wandelemente an Betondecken.....	33
Abbildung 3.3: Ausbildung der Wandscheiben bei einem Neubau mit Anschluss an eine Verbunddecke und Randträger.....	34
Abbildung 3.4: Ausbildung der Wandscheiben bei einem Bestandsgebäude mit Ringanker.....	35
Abbildung 3.5: Vergleich der 1. Beulform für ein Wandelement mit nicht gesäumten und gesäumten Öffnungen	38
Abbildung 3.6: Alternativentwurf für die Aufstockung eines 5-stöckigen Bestandsgebäudes im Schnitt	41
Abbildung 3.7: Deckenuntersicht für den alternativen Entwurf mit UHPC-Wandscheiben	42
Abbildung 3.8: Schnitt A-A für den alternativen Entwurf	42
Abbildung 3.9: Schnitt B-B für den alternativen Entwurf.....	43
Abbildung 3.10: Details der Anschlusspunkte für den alternativen Entwurf	43
Abbildung 4.1: Verbunddübeln in Platten (links) und in Scheiben (rechts)	45
Abbildung 4.2: Vorgefertigtes Stahlelement und halbseitig geschnittener PO-Körper	47
Abbildung 4.3: Form und Abmessungen der Klothoidendübel in Abhängigkeit der Grundlänge e_x (nach [26]).....	49
Abbildung 4.4: Schnitt durch Push-Out-Versuchskörper: Geometrie und Abmessungen.....	49
Abbildung 4.5: Typische Bewehrungsführung im PO-Versuchskörper und zugehörige Abmessungen	50
Abbildung 4.6: Vorbereitung der Versuchskörper mit konventioneller Messtechnik (links) und für das optische Messsystem (rechts)	51
Abbildung 4.7: Versuchsaufbau mit optischem Messsystem	52
Abbildung 4.8: Duktilitätskriterium gemäß Eurocode 4 Teil 1 (nach [42])	53
Abbildung 4.9: Kraft-Schlupfdiagramm der PO-Versuche mit $t_w = 5$ mm, S355	54
Abbildung 4.10: Kraft-Schlupfdiagramm der PO-Versuche POCL-5 bis 9 als gemittelte Kurven.....	54
Abbildung 4.11: Kraft-Schlupfdiagramm der PO-Versuche mit 10 mm S355 Stahl als gemittelte Kurven.....	55
Abbildung 4.12: Kraft-Schlupfdiagramm der PO-Versuche POCL-22, 38 und 39 mit 10 mm S235	56
Abbildung 4.13: Kraft-Schlupfdiagramm der PO-Versuche POCL-30 (Einfluss der Adhäsion).....	56
Abbildung 4.14: Kraft-Schlupfdiagramm der PO-Versuche POCL-14, 15 und 30 (kombiniertes Versagen)	57
Abbildung 4.15: Kraft-Schlupfdiagramm der PO-Versuche mit Stahlversagen.....	58
Abbildung 4.16: Vergleich der experimentellen zu den erwarteten Traglasten bei Stahlversagen nach Zulassung.....	58
Abbildung 4.17: Lage der DMS zur Messung der Dehnungen während des zyklischen Versuchs am POCL-29-1	59
Abbildung 4.18: Kraft-Dehnungsdiagramm für POCL-29-1 bei 10.000 Lastwechseln und bei 2.000.000 Lastwechseln	60
Abbildung 4.19: Kraft-Schlupfdiagramm für POCL-29-1 bei 10.000 Lastwechseln und bei 2.000.000 Lastwechseln	60
Abbildung 4.20: Schlupf-Lastwechseldiagramm für POCL-29-1	61

Abbildung 4.21: Dehnungs-Lastwechseldiagramm für POCL-29-1.....	61
Abbildung 4.22: Schlupf-Lastwechseldiagramm für POCL-29-2.....	62
Abbildung 4.23: PO-Körper mit seitlicher Randeinfassung	63
Abbildung 4.24: Kraft-Schlupfdiagramm bei Push-Out-Versuchen mit Randeinfassung	63
Abbildung 4.25: Versagensform bei Versuchskörpern mit Randeinfassung - Schubversagen	64
Abbildung 4.26: Ausgewählte Messungen zwischen einzelnen Messmarken am Versuchskörper POCL-5-1	65
Abbildung 4.27: Vergleich der Kraft-Schlupfkurven mit konventioneller Messtechnik und optischer Messung (POCL-5-1).....	65
Abbildung 4.28: Einfluss der Messposition auf die Schlupfmessung (POCL-5-1)	66
Abbildung 4.29: Horizontale Verschiebungen in Abhängigkeit der Maschinenkraft (POCL-5-1).....	67
Abbildung 4.30: Verschiebung in z-Richtung (links) und Rissbildung (rechts) bei Versuchsende am Beispiel des Probekörpers POCL-5-1	67
Abbildung 4.31: Erste Integration (links) und zweite Integration (rechts) für ein Lastinkrement ΔP [45].....	69
Abbildung 4.32: Spannungs-Dehnungsbeziehung für einaxiale Druckbelastung [54]	72
Abbildung 4.33: Spannungs-Dehnungsbeziehung für einaxiale Zugbelastung [51].....	73
Abbildung 4.34: Spannungs-Rissbreiten- (links) und Spannungs-Bruchenergiebeziehung (rechts) [45].....	74
Abbildung 4.35: Aufbau des FE-Modells	75
Abbildung 4.36: Rand- und Auflagerbedingungen des Viertelmodells	75
Abbildung 4.37: Belastungsaufbringung	76
Abbildung 4.38: Vernetzung im Dübelbereich mit einem Element in Stahlblechdicke.....	77
Abbildung 4.39: FE-Netz des gesamten Modells.....	77
Abbildung 4.40: Darstellung der Kontaktflächen und Erläuterung der Angaben zu den Reibbeiwerten	78
Abbildung 4.41: Rissbilder bei Betonversagen; Ansicht eines typischen Versuchskörpers von der Vorderseite (links) und Blick von oben Links auf die Oberseite des Versuchskörpers (rechts)	79
Abbildung 4.42: Berechnungsergebnisse zum Betonversagen im Vergleich zu den gemessenen Werten des Körpers POCL-6-2.....	79
Abbildung 4.43: Auswertung der äquivalenten plastischen Zugdehnungen (<i>PEEQT</i>) und der maximalen plastischen Hauptdehnungen (<i>PE, Max. Principal</i>) im Schnitt A-A bei einer Relativverschiebung $\delta = 1,7 \text{ mm}$	81
Abbildung 4.44: Nachrechnung der Versuchskörper POCL-24 (links) und POCL-26 (rechts).....	82
Abbildung 4.45: Veranschaulichung der Optimierungstypen [55]	83
Abbildung 4.46: Ablauf eines Optimierungsprozesses [45]	84
Abbildung 4.47: Belastung des Stahldübel mit Pressungen senkrecht zur Stirnfläche.....	85
Abbildung 4.48: Auflagerbedingungen des Stahldübel für die Formoptimierung ohne Betonscheibe.....	85
Abbildung 4.49: Formoptimierung ohne Restriktionen	86
Abbildung 4.50: Von Mises Spannungen am Startmodell (links) und nach fünf Optimierungssiterationen (rechts)	86
Abbildung 4.51: Formoptimierung mit Festhaltung der Knoten in x- und y-Richtung.....	87

Abbildung 4.52: Formoptimierung mit Festhaltung der Knoten in z-Richtung	87
Abbildung 4.53: Formoptimierung mit einer <i>design direction</i> Restriktion in z-Richtung	88
Abbildung 4.54: Modell Formoptimierung	88
Abbildung 4.55: Schweißnahtvorbereitung	90
Abbildung 4.56: Fotodokumentation – Einbau der Messtechnik	91
Abbildung 4.57: Übersicht der Messpunkte an POCL-42-1 Seite B im Schnitt.....	91
Abbildung 4.58: Ansicht und Draufsicht des Versuchskörpers POCL-42-1 inkl. Lage der Thermoelemente.....	92
Abbildung 4.59: Ansicht und Draufsicht des Versuchskörpers POCL-42-2 inkl. Lage der Thermoelemente.....	92
Abbildung 4.60: Versuchsdurchführung mit Thermographie und Thermoelementen.....	93
Abbildung 4.61: Thermoelemente – Stahltemperaturen, POCL-42-2-Vorne.....	94
Abbildung 4.62: Thermoelemente – Betontemperaturen, POCL-42-2-Vorne	94
Abbildung 4.63: Thermoelemente – Stahltemperaturen, POCL-42-2-Hinten.....	95
Abbildung 4.64: Thermoelemente – Betontemperaturen, POCL-42-2-Hinten.....	96
Abbildung 4.65: Stahltemperaturen während des Schweißens – POCL-42-2-Hinten.....	96
Abbildung 4.66: Thermographieaufnahme (t ~ 480 sec.) – 42-1-Hinten	97
Abbildung 4.67: Vergleich der Oberflächentemperatur mit Thermoelementen und Thermographie	98
Abbildung 4.68: Temperaturmesswerte zum Zeitpunkt t = 130 sec. und t = 500 sec., 42-2- Hinten.....	98
Abbildung 5.1: Versuchsaufbau [2]	102
Abbildung 5.2: Ergebniszusammenstellung der Versuchsnachrechnungen ($E=57.171 \text{ N/mm}^2$; $f_c=193,3 \text{ N/mm}^2$)	105
Abbildung 5.3: Einaxiale Stoffgesetze und biaxiale Riss- bzw. Versagenskriterien [2]	106
Abbildung 5.4: Belastung und Lagerbedingungen der Scheibe 150 im FE-Modell.....	107
Abbildung 5.5: Last-Verformungsdiagramm des Grundmodells der Scheibe 150.....	108
Abbildung 5.6: Last-Verformungsdiagramm der Scheibe 150 mit CSC-Modell	108
Abbildung 5.7: Scheibe 150 mit 10-fach überhöhter Darstellung; von-Mises-Spannungen (links) und Verschiebung senkrecht zur Ebene (rechts).....	109
Abbildung 5.8: Last-Verformungskurve Scheibe 150 bei angepasster Scheibendicke und CSC-Modell	109
Abbildung 5.9: Geometrie der UHPC-Scheibe und der Klothoidenleiste	111
Abbildung 5.10: Belastung und Lagerbedingungen des Versuchskörpers	111
Abbildung 5.11: Versuchsaufbau der Versuche zur Ermittlung des Einspanngrads und Darstellung der Messtechnik.....	112
Abbildung 5.12: DMS Stellen an der Verbunddübelleiste der 1. Versuchsserie	112
Abbildung 5.13: Verbunddübelleiste der Versuchsserie 1: links ohne (3-1l) und rechts mit DMS (3-1r).....	113
Abbildung 5.14: Anordnung der DMS auf Verbunddübelleiste (links) und Klothoidenleiste auf H-Profil (rechts) bei der zweiten Versuchsserie.....	113
Abbildung 5.15: Schalungsplan	114
Abbildung 5.16: Schalung für die erste und zweite Versuchsserie	114
Abbildung 5.17: Tatsächliche Abmessungen des Versuchskörpers 3-1l (Ansichtsseite entspricht Seite mit Muster für optische Messung) [mm]	115

Abbildung 5.18: Tatsächliche Abmessungen des Versuchskörpers 3-1r (Ansichtsseite entspricht Seite mit Muster für optische Messung) [mm].....	116
Abbildung 5.19: Tatsächliche Abmessungen des Versuchskörpers 2-2l (Ansichtsseite entspricht Seite mit Muster für optische Messung) [mm].....	116
Abbildung 5.20: Tatsächliche Abmessungen des Versuchskörpers 2-2r (Ansichtsseite entspricht Seite mit Muster für optische Messung) [mm].....	116
Abbildung 5.21: Versuchskörper mit Muster für die optische Messung: 3-1r, 3-1l, 2-2r und 2-2l (von links nach rechts).....	117
Abbildung 5.22: Versuchsaufbau 3-1r: Draufsicht	117
Abbildung 5.23: Versuchsaufbau 3-1r: Schnitt A-A.....	118
Abbildung 5.24: Versuchsaufbau 3-1r Vorderseite (links), von der Seite (Mitte) und mit Wegaufnehmern 7, 8 und 9 auf der Rückseite (rechts).....	118
Abbildung 5.25: Stahlkonstruktion zur Lastübertragung von Zylinder auf Prüfkörper (links) und Gelenk zwischen Stahlkonstruktion und Zylinder (rechts)	119
Abbildung 5.26: Positionen der DMS und der induktiven Wegaufnehmer für den Versuchskörper 3-1r an der UHPC-Scheibe	119
Abbildung 5.27: Wegaufnehmer 11 und Wegaufnehmer 10 auf der Vorderseite des Versuchskörpers.....	120
Abbildung 5.28: Verformung der Scheibe 3-1r über die Höhe bei maximaler Last (Versuch 1, 3-1r)	120
Abbildung 5.29: Relativverschiebung zwischen Beton und Verbunddübelleiste, Wegaufnehmer 11 und 12 (Versuch 1, 3-1r)	121
Abbildung 5.30: Verformung der U-Profile auf Hauptträger, Wegaufnehmer 6 und 10 (Versuch 1, 3-1r).....	121
Abbildung 5.31: Dehnungen der Verbunddübelleiste (Versuch 1, 3-1r)	122
Abbildung 5.32: Dehnungen der Betonscheibe (Versuch 1, 3-1r).....	123
Abbildung 5.33: Verformungen von 3-1r (Versuch 1, 3-1r) bei maximaler Last	123
Abbildung 5.34: Rissbildung auf der linken und der rechten Seite des Versuchskörpers 3-1r im zweiten Versuch.....	124
Abbildung 5.35: Verformung der Scheibe 3-1r über die Höhe bei maximaler Last (Versuch 2, 3-1r)	124
Abbildung 5.36: Relativverschiebung zwischen Beton und Verbunddübelleiste, Wegaufnehmer 11 und 12, (Versuch 2, 3-1r)	125
Abbildung 5.37: Verdrehung der Verbunddübelleiste 3-1r, Wegaufnehmer 5, 6 und 10; Verformung der U-Profile auf Hauptträger (Versuch 2, 3-1r)	125
Abbildung 5.38: Dehnungen der Verbunddübelleiste (Versuch 2, 3-1r)	126
Abbildung 5.39: Dehnungen der Betonscheibe (Versuch 2, 3-1r).....	126
Abbildung 5.40: Lagerung und Belastung des Versuchskörpers in ABAQUS.....	131
Abbildung 5.41: Versuchsergebnisse und Ergebnisse der FE-Berechnung (ABAQUS/Explicit).....	131
Abbildung 5.42: Verformungsfigur bei Simulationsende (seitliche Ansicht).....	132
Abbildung 5.43: Spannungen in der Verbunddübelleiste (links) und in Versuchskörper (rechts).....	133
Abbildung 5.44: Rissbildung im Beton: Betondehnungen aus DMS über die Zeit (links), Dehnungs-Ergebnisse des optischen Messsystems (Mitte) und Rissbildung bei FE-Berechnung (rechts)	133
Abbildung 5.45: Wandscheibe (Grundmodell) mit Lagerung und Belastung (links) sowie die dazugehörige Beulverformung (rechts).....	136

Abbildung 5.46: Wandscheibe mit Öffnung 0,5 x 0,5 m (links), 1,0 x 1,0 m (Mitte) und 2,0 x 1,0 m (rechts).....	137
Abbildung 5.47: Verformung der Wandscheibe mit Öffnung 0,5 x 0,5 m (links), 1,0 x 1,0 m (Mitte) und 2,0 x 1,0 m (rechts)	137
Abbildung 5.48: Last-Verformungskurven von Wandscheiben mit und ohne Öffnungen.....	138
Abbildung 7.1: Modulares Leichtbau-System aus UHPC-Elementen.....	143
Abbildung A.1: Ansicht des Schalungskörpers (Auszug aus einem Schalplan)	A-1
Abbildung A.2: Querschnitt des halben Push-Out-Körpers	A-1
Abbildung A.3: Ansicht des Push-Out-Körpers mit Bewehrung (Auszug aus einem Bewehrungsplan).....	A-1

1 Einleitung

1.1 Vorbemerkung

Die in diesem Abschlussbericht beschriebenen Forschungsergebnisse wurden federführend durch den Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München (TUM) erarbeitet, dem auch die Koordination des Gesamtprojekts oblag. Die gesamten experimentellen und numerischen Arbeiten wurden durch den Lehrstuhl für Massivbau durchgeführt und ausgewertet. Die Forschungspartner des Lehrstuhls für Metallbau (TUM) und des Ingenieurbüros SSF Ingenieure AG gaben wertvolle Hinweise zur Versuchsplanung und Auswertung sowie zur Bewertung der numerischen Ergebnisse. Der Lehrstuhl für Metallbau stellte weiterhin die Grundlagen für die Bemessung von Verbunddübelleisten zusammen und beurteilte die Tragfähigkeit von UHPC-Wandelementen. Das Ingenieurbüro SSF Ingenieure AG erarbeitete die Anforderungen, die sich für die UHPC-Wandelemente ergeben, entwickelte konstruktive Details für die Wandelemente und bearbeitete zusätzlich noch ein Anwendungsbeispiel.

1.2 Motivation

Die betontechnologische Entwicklung des Ultrahochleistungsbetons (engl. Ultra-High Performance Concrete, UHPC) birgt sowohl in wirtschaftlicher als auch in ökologischer Hinsicht große Potentiale. Mit Hilfe dieses innovativen Werkstoffs, der Druckfestigkeiten von mehr als 150 N/mm^2 aufweist, können der Materialverbrauch und die Bauzeit von Gebäuden reduziert werden, während sich gleichzeitig die Nutzungsdauer und die Flexibilität erhöhen. Dies beruht darauf, dass sich mit UHPC Stahlbetonelemente, wie z.B. Platten und Scheiben, deutlich schlanker und leichter herstellen lassen, als dies bisher mit Beton möglich war. Betonkonstruktionen aus UHPC erfüllen somit alle Anforderungen, die an eine moderne und nachhaltige Bauweise im 21. Jahrhundert gestellt werden. Um solch filigrane UHPC-Bauteile zu entwerfen und eine leichte Bauweise in der Praxis zu realisieren, bedarf es spezieller, auf die Eigenschaften des UHPC abgestimmter, Entwurfs- und Konstruktionsprinzipien.

Genauso verhält es sich auch bei den Anschlusskonstruktionen dieser filigranen Bauteile, die in aller Regel im Fertigteilwerk entstehen. Auch hier müssen neue Wege beschritten und innovative Lösungen erarbeitet werden, um die Fertigteile aus Ultrahochleistungsbeton auf der Baustelle mit anderen Bauelementen, gleich welcher Art, verbinden zu können.

Dem Ziel einer filigranen Bauweise für Gebäude folgend, wurden im Rahmen dieses Forschungsprojektes Fertigteil-Wandscheiben aus UHPC mit maximalen Wanddicken von 6 cm sowie mögliche Anschlusskonstruktionen dieser Wandelemente detailliert erforscht. Im Rahmen der Projektbearbeitung hat sich gezeigt, dass Verbunddübelleisten als Anschlussmöglichkeit viele Vorteile aufweisen und eine sichere Kraftübertragung gewährleisten. Dazu werden die UHPC-Wandelemente im Fertigteilwerk bereits inklusive der vorgesehenen Verbunddübelleisten vorgefertigt. Ein Beispiel für ein solches Wandelement ist in Abbildung 1.1 dargestellt. Hierbei wurde der Beton nur bis zur halben Dicke dargestellt, um einen Blick auf die Anschlusselemente zu erlauben. Die einbeton-

nierten Verbunddübelleisten können dann entweder verschweißt, verschraubt oder mit einem Stecksystem verbunden werden, wodurch eine witterungsunabhängige Montage möglich ist und sich die einzelnen Elemente wieder leicht und ohne Beschädigung trennen lassen. Auf diese Weise erhöht sich die Flexibilität sowie die Nachhaltigkeit der Gebäude deutlich und die graue Energie wird reduziert, da sich alle Elemente austauschen lassen, recycelt oder gar an anderer Stelle wiederverwendet werden können. Gerade die erhöhte Dauerhaftigkeit und die damit verbundene verbesserte Nutzungsdauer von UHPC führen bei dieser Anwendung zu stark reduzierten Lebenszykluskosten.

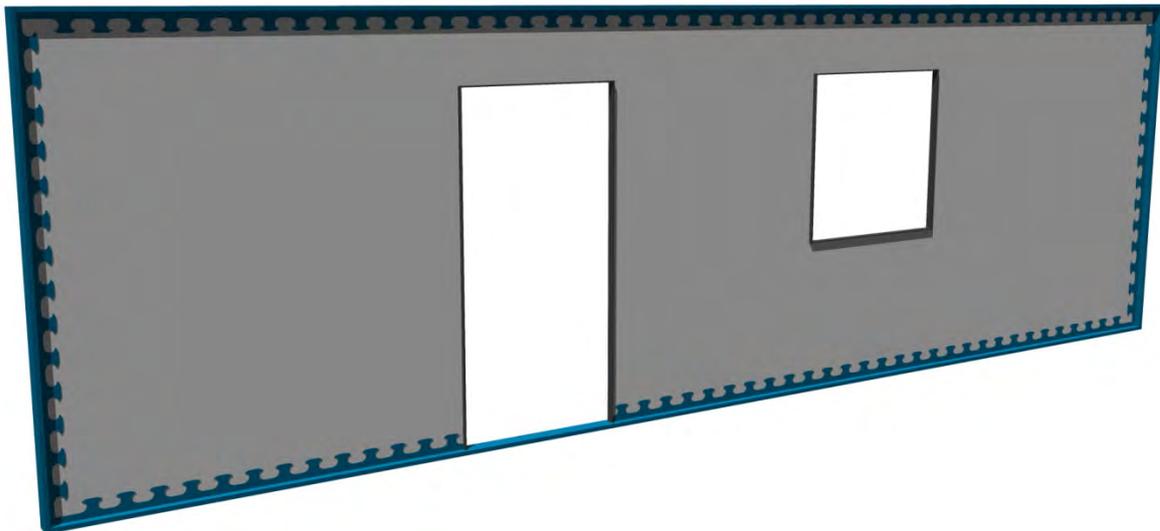


Abbildung 1.1: Wandelement aus UHPC mit Verbunddübelleisten zur Einfassung sowie als Verbindungselement

Langfristig gesehen ist es das Ziel der Autoren komplette, modulare Betonkonstruktionen mit tragenden Bauelementen aus UHPC (Stützen, Wände, Decken und Balken) zu entwickeln, um die oben beschriebenen Vorteile bei der Einsparung der grauen Energien vollständig ausnutzen zu können. Der Entwurf der Wandscheiben und die Entwicklung möglicher Anschlusskonstruktionen sind daher nur ein erster wichtiger Schritt, hin zu einer Bauweise, die schließlich einem „Baukastensystem“ ähneln soll.

Allerdings können die Wandelemente, wie in Abbildung 1.1 dargestellt, auch als Einzelemente eingesetzt werden. Die Vorteile von UHPC-Wandelementen liegen auf der Hand. Ein Einsatz der großformatigen UHPC-Wandscheiben bietet sich als Fertigteil insbesondere beim Neubau von Hoch- und Industriegebäuden an. Durch die Verwendung gewichtsreduzierter Fertigteile wird der Baufortschritt stark beschleunigt und es ist eine Montage mit konventionellen Baustellenkränen möglich. Dies ist insbesondere im innerstädtischen Bereich ein Vorteil, wo schwere und kostenintensive Mobilkräne häufig auch noch Platzprobleme verursachen. Infolge der reduzierten Fertigteilegewichte ist außerdem eine Senkung der Transportkosten und somit eine Reduktion des Schadstoffausstoßes erreichbar. Im Vergleich mit Wänden aus Normalbeton sind bei gleicher Dicke die Wände aus UHPC zwar teurer und es entstehen bei der Herstellung größere CO₂-Emissionen, es muss jedoch immer bedacht werden, dass Wandelemente aus UHPC mit einem geringeren Querschnitt hergestellt werden und die Nutzung durch die erhöhte Dauerhaftigkeit über einen längeren Zeitraum erfolgen kann.

Im Sinne einer konsequenten Nutzung und Aufwertung des Gebäudebestands ergibt sich aufgrund des geringen Gewichts ein weiterer Anwendungsschwerpunkt bei Aufstockungen und Erweiterungsmaßnahmen für Bestandsobjekte. Die verstärkte Aktivierung des Gebäudebestands durch Sanierungsmaßnahmen, Aufstockungen und Erweiterungen bringt gerade im innerstädtischen Bereich wesentliche Vorteile gegenüber Neubaulösungen durch weitreichende Energie- und Ressourceneinsparungen mit sich. Zusätzlich bieten sich häufig städtebauliche Vorzüge durch die Aufwertung und Weiternutzung bestehender Wohnungsbauten.

1.3 Methodik

Die Verwendung von UHPC mit Druckfestigkeiten über 150 N/mm^2 ermöglicht filigranere Querschnittsabmessungen als bislang und dünnwandige Konstruktionsbauteile auch für hochbelastete Bereiche. Durch die deutliche Reduktion der Querschnittsabmessungen müssen auch die Bauteilverbindungen entsprechend filigran ausgeführt werden. Weiterhin ist die Untersuchung des Stabilitätsverhaltens (Plattenbeulen, Knicken) von derartig schlanken Wandelementen erforderlich, um eine sichere und wirtschaftliche Anwendung in Zukunft zu ermöglichen.

Um die oben beschriebenen, filigranen Wandelemente inklusive einer passenden Möglichkeit zur Verbindung mit anderen Bauteilen zu entwickeln, wurde zunächst eine umfangreiche Literaturrecherche durchgeführt (Kapitel 2). Dabei wird der Stand der Technik zu Ultrahochleistungsbeton, zu Verbunddübeln sowie zu alternativen Verbindungstechniken für UHPC-Bauteile dargestellt.

In Kapitel 3 werden die statisch-konstruktiven, die bauphysikalischen und die Anforderungen aus der Gebäudetechnik zusammengestellt, die sich an die Wandelemente bei den angedachten Anwendungen für den Hochbau bzw. das Bauen im Bestand ergeben. Zusätzlich werden dann Beispiele für die Detaillausbildung von Wandelementen aus UHPC, Lösungsvorschläge für die Berücksichtigung der bauphysikalischen Aspekte und der TGA sowie eine theoretisch denkbare Aufstockung eines Bestandsgebäudes vorgestellt.

Die umfangreichen experimentellen und numerischen Untersuchungen der Verbundmittel werden in Kapitel 4 beschrieben. Dieses Kapitel beinhaltet unter anderem die Auswertung der Push-Out-Versuche, den Einfluss eines nachträglichen Verschweißens von Verbundbauteilen auf die Tragfähigkeit sowie die Untersuchungen zur Optimierung der Verbundmittel.

Durch den Einsatz des UHPC's ergeben sich bei Wänden mit wenigen Zentimetern Dicke sehr große Schlankheitsgrade, die ansonsten eher im Bereich des Stahlbaus üblich sind. In Kapitel 5 wird daher die Stabilität der schlanken Wandelemente untersucht. Neben der reinen Knick- oder Beulgefahr der Wände spielt auch die Lagerung der Betonelemente, das heißt ihre Einbindung in die Verbundmittel, eine Rolle bei der Beurteilung der Stabilität. Daher wird in diesem Kapitel auch auf die vorhandene Einspannung der Betonscheiben in die Verbundmittel eingegangen. Zuletzt wird der Einfluss von Öffnungen auf die Tragfähigkeit der Wandelemente beschrieben.

In Kapitel 6 folgt schließlich ein Vorschlag für die Ausführung der UHPC-Wandscheiben in der Praxis auf Basis der vorher vorgestellten Ergebnisse der Kapitel 2 bis 5.

Abschließend wird dieses Forschungsprojekt in Kapitel 7 noch einmal zusammengefasst.

2 Stand der Technik

Zur Entwicklung der Wandelemente aus UHPC wurde zunächst eine Literaturstudie durchgeführt und der Stand der Technik für Ultrahochleistungsbeton, Verbunddübelleisten und alternative Verbindungstechniken zusammengefasst. Die Herstellung des Ultrahochleistungsbetons erfolgt aufgrund der hohen Ansprüche an die Qualität der Mischung und der Verarbeitung des frischen Betons bisher nahezu ausschließlich im Fertigteilwerk. Da die Anwendung von UHPC als Transportbeton sowie das Mischen auf der Baustelle – selbst bei kleinen UHPC-Mengen – aufgrund von Witterungseinflüssen fehleranfällig sind, stellt sich prinzipiell bei allen Bauteilen aus UHPC die Frage, wie sich diese nachträglich verbinden lassen. Aufgrund der besonderen Eigenschaften und der begrenzten Abmessungen der Elemente aus Ultrahochleistungsbeton bedarf es auch im Hinblick auf die Fugenverbindung neuer Lösungsansätze. Eine Möglichkeit zur Verbindung von dünnen Wandelementen stellen Verbunddübelleisten dar. Daher werden in diesem Kapitel die vorhandenen Bemessungsansätze für Verbunddübelleisten und aktuelle Forschungsarbeiten zu Verbunddübelleisten in UHPC vorgestellt. Die Literaturrecherche zu diesem Thema bildet den Ausgangspunkt für die Dimensionierung der Verbunddübelleisten in filigranen UHPC-Elementen. Zusätzlich werden Alternativen zu einer mechanischen Verbindungsmethode in Form von Fügetechniken vorgestellt und bewertet.

2.1 Ultrahochleistungsbeton (UHPC)

2.1.1 Allgemeines zum UHPC

Üblicherweise wird der Begriff Ultrahochleistungsbeton (engl. Ultra-High Performance Concrete; UHPC) für Betone mit Druckfestigkeiten von mehr als 150 N/mm² verwendet. Ein Vergleich der Druckfestigkeiten und E-Module verschiedener Baustoffe (u.a. UHPC und Normalbeton) ist in Abbildung 2.1 dargestellt. Neben seiner Druckfestigkeit zeichnet sich der UHPC durch ein extrem dichtes Gefüge aus, wodurch er über eine sehr hohe Widerstandsfähigkeit gegen mechanische und chemische Angriffe verfügt. Um ein solch dichtes Gefüge im UHPC zu realisieren, werden bei der Herstellung drei wichtige Punkte berücksichtigt. Zum einen wird durch die Verwendung spezieller Zemente und der Wahl eines extrem niedrigen Wasser-Zementwerts der Porenraum deutlich reduziert und zum anderen füllen die Feinanteile 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. Damit trotz des dichten Gefüges ein duktileres Versagensverhalten unter Zug- und Biegezugbelastung gewährleistet ist, wird zumeist Faserbewehrung zugegeben.

Aufgrund der hohen Druckfestigkeiten und der dichten Matrix lassen sich Stahlbetonbauteile aus UHPC deutlich filigraner herstellen als dies mit Bauteilen aus normal- oder hochfestem Beton bisher möglich war. Um tatsächlich einen wirtschaftlichen Vorteil zu erreichen, müssen allerdings erst noch die Entwurfs- und Konstruktionskriterien an die Eigenschaften dieses High-Tech-Werkstoffs angepasst werden. So haben bisherige Anwendungen von UHPC in der Praxis gezeigt, dass in be-

stimmten Anwendungsfällen auf konventionelle Betonstahlbewehrung verzichtet werden kann. Laufende Forschungsarbeiten belegen, dass Scheiben aus UHPC mit einer Dicke von nur 2,5 cm ohne konventionelle Bewehrung ausgeführt werden können und dass diese unter Druck- und Schubbeanspruchung dennoch ein duktileres Last-Verformungsverhalten aufweisen (vgl. [1] und [2]).

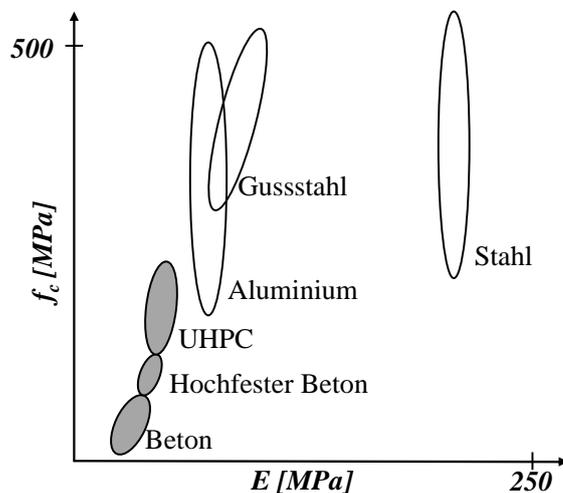


Abbildung 2.1: Einordnung des UHPC bezüglich Druckfestigkeit und E-Modul (eigene Darstellung nach [3])

In den folgenden Kapiteln werden die üblichen Ausgangsstoffe für die Herstellung sowie die Festbetoneigenschaften von UHPC noch einmal übersichtlich dargestellt. Das Mischen der verschiedenen Ausgangsstoffe des UHPC's erfolgt zumeist in speziellen Hochleistungsmischern mit einer genauen Möglichkeit zur Dosierung und Einstellung der richtigen Mischenergie. Viele der im Folgenden vorgestellten Erkenntnisse und Forschungsergebnisse wurden im Rahmen des von der Deutschen Forschungsgesellschaft finanzierten Schwerpunktprogramms 1182 (DFG-SPP 1182 „Nachhaltiges Bauen mit ultra-hochfestem Beton“) erarbeitet. Die Arbeiten des DFG-SPP 1182 wurden 2008 im Heft 561 des Deutschen Ausschuss für Stahlbeton (DAfSt) zusammengefasst [4].

2.1.2 Ausgangsstoffe

Zur Herstellung von UHPC werden nach heutigem Stand der Technik in der Regel folgende Ausgangsstoffe verwendet:

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

Weitere Betonzusatzstoffe wie zum Beispiel Flugasche, Metakaolin und Feinhüttensande können grundsätzlich jedoch auch bei der Herstellung von Ultrahochleistungsbeton eingesetzt werden.

Gesteinskörnung

Im Gegensatz zum Normalbeton, bei dem das Versagen für gewöhnlich im Gefüge Zement-Gesteinskörnung auftritt, verlaufen Risse im UHPC üblicherweise direkt durch das Gesteinskorn hindurch. Daher wird die Festigkeit von UHPC wesentlich durch die Gesteinskörnung beeinflusst.

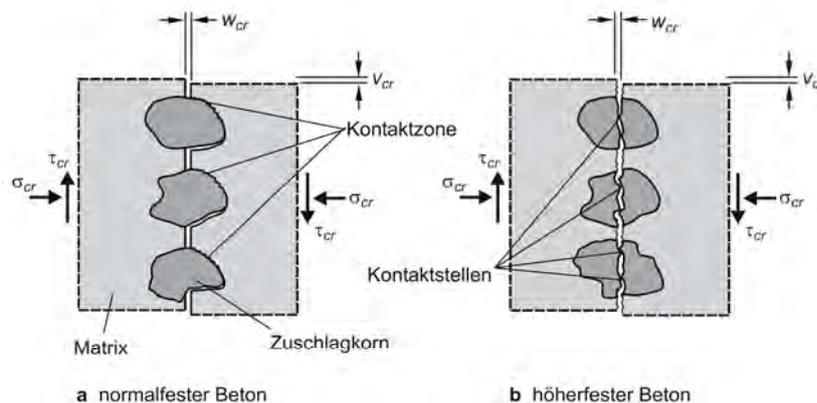


Abbildung 2.2: Rissverlauf bei UHPC-Versagen [5]

Gemäß [4] kann zwischen folgenden beiden Typen von UHPC unterschieden werden:

- Größtkorndurchmesser $\leq 1\text{mm}$: feinkörniger UHPC
- Größtkorndurchmesser $> 1\text{mm}$: grobkörniger UHPC

Zement und Zusatzstoffe

Um die Eigenschaften, insbesondere die Druckfestigkeit von UHPC zu erreichen, müssen weitere betontechnologische Maßnahmen bezüglich des verwendeten Zementes durchgeführt werden. Für Normalbeton wird ein w/z-Wert von ca. 0,42 benötigt, um eine vollständige Hydratation des Zementes zu gewährleisten [6]. Aufgrund dieses hohen Wasseranteils verbleibt viel Kapillarwasser zwischen den Zementpartikeln, wodurch nach dem Erhärten des Betons Kapillarporen entstehen.

Bei den Zementen haben sich C₃S- und C₃A-arme Zemente für die Verwendung in UHPC als günstig erwiesen, da diese Zementarten weniger Hydratationswärme entwickeln, einen geringen Wasseranspruch besitzen und weniger Ettringitkristalle bilden, welche die Festigkeit des UHPC reduzieren [6] (vgl. Abbildung 2.3).

Abbildung 2.4 zeigt das optimale Matrixgefüge von UHPC sowie verschiedene Sieblinien mit einer möglichst optimalen Kugelanordnung.

Fasern

Die Fasern spielen eine wichtige Rolle für die Duktilität des an sich spröden Hochleistungsbetons. Sie verbessern die Zugfestigkeit im Nachbruchbereich und können Rissufer nach der Schädigung überbrücken. Dadurch verbleibt noch eine Resttragfähigkeit im Nachbruchbereich. Die Stahlfasern haben meist einen Durchmesser von 0,15 mm bis 0,30 mm, eine Länge von 6 mm bis 20 mm und weisen Zugfestigkeiten von bis zu 3.000 N/mm² auf [7].

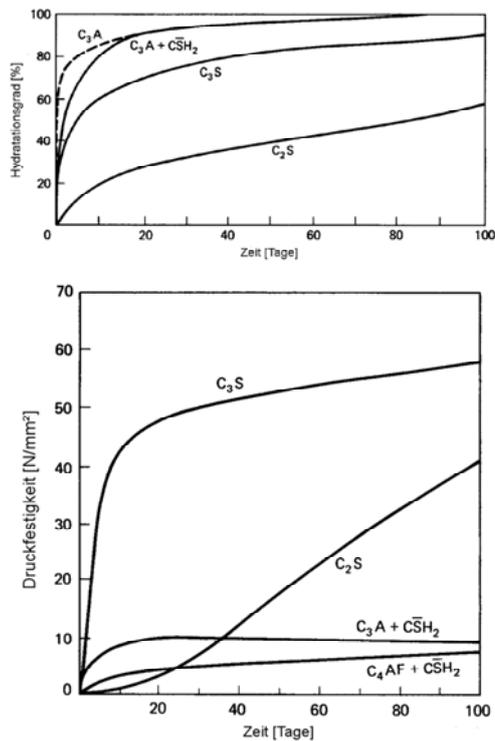


Abbildung 2.3: Hydratationsgrad und Festigkeitsentwicklung [6]

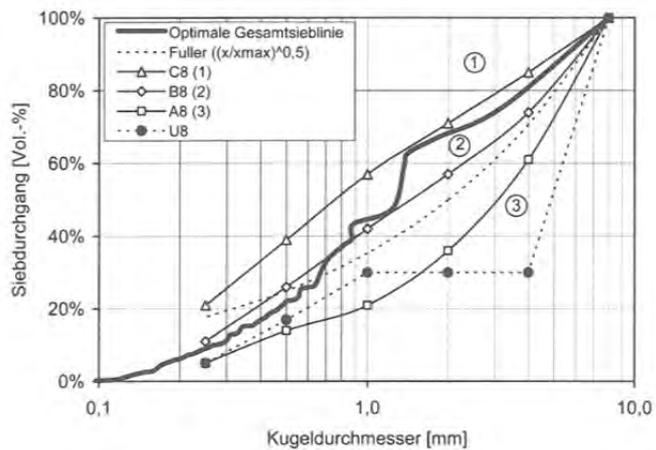
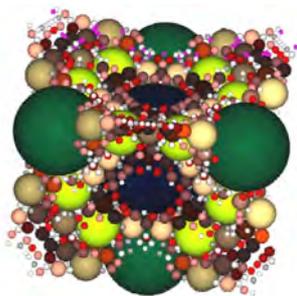


Abbildung 2.4: Optimale Position und Größe der Füllkugeln für eine optimale Kugelordnung im Vergleich zu den verschiedenen Sieblinien (A8 bis U8) [4]

Der Fasergehalt im UHPC variiert stark. Mit zunehmendem Fasergehalt werden Zugfestigkeit und Nachbruchverhalten stetig verbessert. Neben den mechanischen Aspekten muss aber auch die Wirtschaftlichkeit berücksichtigt werden, denn die Fasern verursachen einen großen Anteil der Kosten des UHPC's. Deshalb kann der Fasergehalt in der Praxis nicht beliebig erhöht werden, sondern wird auf einen Wert begrenzt, der die Duktilität des Betons sicherstellt, um ein schlagartiges Versagen zu vermeiden. Außerdem erschwert ein zu hoher Faseranteil die Verarbeitung des Betons, da die Fasern die Fließeigenschaften des Frischbetons negativ beeinflussen.

Je nach Art der Fasern weist der UHPC ein unterschiedliches Verhalten auf. Neben kurzen, geraden Fasern finden auch längere Fasern mit oder ohne Endhaken und Profilierung Verwendung. Die beiden Arten der Fasern zeigen ein unterschiedliches Auszugsverhalten, welches einen starken Einfluss auf das Nachbruchverhalten des UHPC hat. Anstatt Stahlfasern werden auch Polypropylenfasern eingesetzt, die das Brandverhalten des UHPC deutlich verbessern.

Zusätzlich zu homogenen Fasermischungen werden auch sogenannte „Fasercocktails“ verwendet. Dabei werden unterschiedliche Faserarten, beispielsweise lange Fasern mit Endhaken und kurze gerade Fasern oder Stahlfasern und Fasern aus Polymer, kombiniert. Auf diese Weise können die mechanischen Vorteile der verschiedenen Fasern genutzt und der UHPC anwendungsspezifisch optimiert werden, wie unter anderem aus Abbildung 2.5 entnommen werden kann .

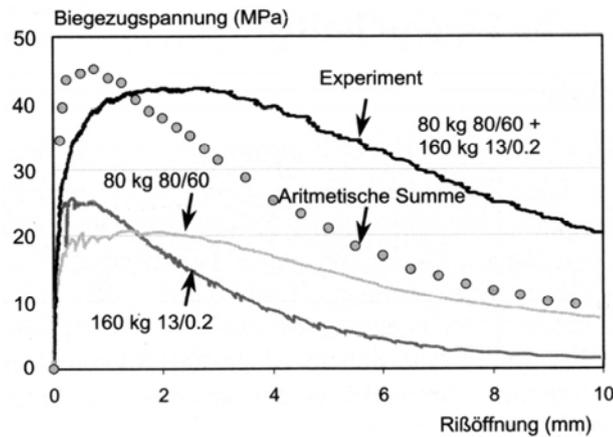


Abbildung 2.5: Tragverhalten unterschiedlicher „Fasercocktails“ [6]

Zusatzmittel

Unter Zusatzmittel versteht man Stoffe, die in geringen Mengen dem Beton beigemischt werden, um die Eigenschaften des Betons zu verändern. Typische Zusatzmittel sind Fließmittel, Dichtungsmittel, Luftporenbildner, Verzögerer, Beschleuniger und Recyclinghilfen für Washwasser [6].

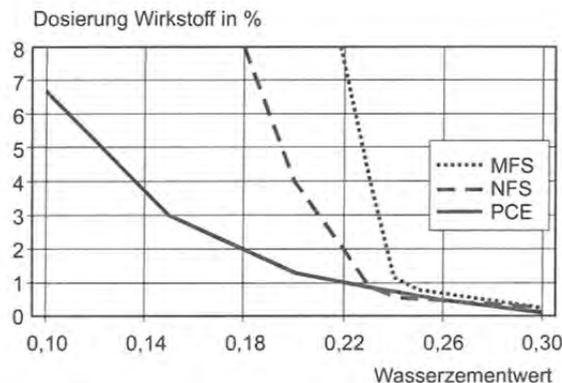


Abbildung 2.6: Notwendige Fliemittelwirkstoffdosierung in Abhängigkeit vom Wasserzementwert zum Erreichen einer definierten Konsistenz von Zementleim [4]

Beim UHPC werden hauptsächlich Fließmittel verwendet, um den Beton trotz des niedrigen w/z-Wertes verarbeiten zu können. In der Praxis können prinzipiell Polycarboxylate (PC) oder Polycarboxylatether (PCE) verwendet werden. Aus Abbildung 2.6 kann entnommen werden, dass bei Verwendung von PCE erst bei sehr viel geringeren Wasserzementwerten erste Sättigungserscheinungen auftreten als bei anderen Fließmitteln. Daher eignet sich PCE am besten für UHPC, da es eine größere Wassereinsparung ermöglicht [4].

2.1.3 Festbetoneigenschaften

Verdichtung und Oberflächenbehandlung

Aufgrund der meist zäh-viskosen Konsistenz des UHPC's stellt die Verdichtung bei der Ortbetonherstellung von UHPC ein weit größeres Problem dar als bei Normalbeton. Im Fertigteilwerk werden i.d.R. Außenrüttler eingesetzt, um faserfreie Rüttelgassen zu vermeiden. Bei Ortbeton muss jedoch zumeist auf herkömmliche Rüttelflaschen zurückgegriffen werden. Dabei sollte darauf geachtet werden, dass die Flaschen nicht zu groß sind, die Eintauchstellen sollten relativ eng nebeneinander liegen und Einzellagen beim lagenweisen Betonieren sollten vernadelt werden [4].

Auch die Oberflächenbehandlung ist durch die veränderte Konsistenz des Betons eingeschränkt. Um eine glatte Oberfläche zu erhalten, muss genau der richtige Zeitpunkt für die Nachbehandlung abgepasst werden und in der Regel ist eine leichte Rüttelbohle notwendig. Außerdem muss die Oberfläche, wie auch beim Normalbeton, vor dem Austrocknen und direkter Sonneneinstrahlung geschützt werden, da sich ansonsten eine sogenannte Elefantenhaut bildet (vgl. Abbildung 2.7), die die noch austretende Luft nicht entweichen lässt und somit zumeist uneben und mit Luftblasen hinterfüllt ist [4].



Abbildung 2.7: links: raue Oberfläche (sog. Elefantenhaut), rechts: glatte Oberfläche an der Schalungsseite

Wärmebehandlung

Durch eine Wärmebehandlung bei mindestens 90 °C wird die puzzolanische Reaktion beschleunigt und inerte Zusatzstoffe bilden sogenannte festigkeitssteigernde „Kristallisationskeime“. Außerdem wird unkontrolliertem Schwinden vorgebeugt. Allerdings ist es dabei wichtig, dass sowohl das Erwärmen als auch das Abkühlen langsam vonstatten gehen, um Mikrorisse zu vermeiden, und dass die Proben währenddessen dauernd feucht gehalten werden. Nach [8] ergab sich in einer Versuchsreihe der Universität Kassel durch eine Wärmebehandlung von 72 Stunden eine Festigkeitssteigerung von 147 N/mm² auf rund 238 N/mm². Alle Probekörper wurden nach einem Tag ausgeschalt

und die nicht wärmebehandelten anschließend sechs Tage unter Wasser gelagert. Die anderen Proben wurden z.T. sofort nach dem Ausschalen für 48 h wärmebehandelt, z.T. aber auch 2-5 Tage unter Wasser vorgelagert, wobei die Proben, die sofort behandelt wurden etwas bessere Werte bei der Druckfestigkeit erzielen konnten. Auch die Dauer der Wärmebehandlung wurde variiert. Dabei war zu erkennen, dass der Anstieg der Druckfestigkeit in den ersten 24 h am größten war (siehe Abbildung 2.8).

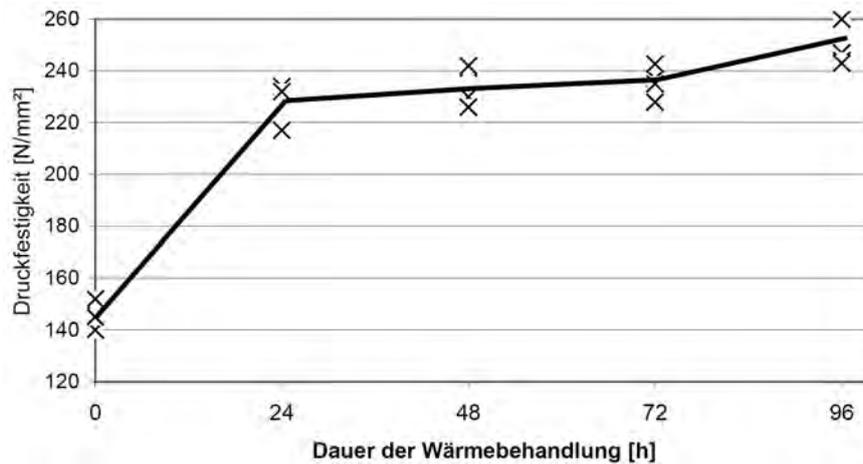


Abbildung 2.8: Abhängigkeit der Druckfestigkeit im Alter von 7 Tagen von der Wärmebehandlungsdauer, 90 °C [8]

Verhalten unter Druckbeanspruchung

Eine wichtige Besonderheit von UHPC ist die sehr hohe Druckfestigkeit, die Werte von 150 bis 250 MPa erreicht [4]. Dies liegt daran, dass sich durch die erhöhte Homogenität und die abnehmende Porosität die Matrixfestigkeit erheblich erhöht. Wie beim Normalbeton kann auch die Spannung-Stauchungskurve von UHPC in vier Phasen aufgeteilt werden. Die folgende Abbildung 2.9 zeigt das Verhalten einer Zylinderprobe unter Druckbelastung.

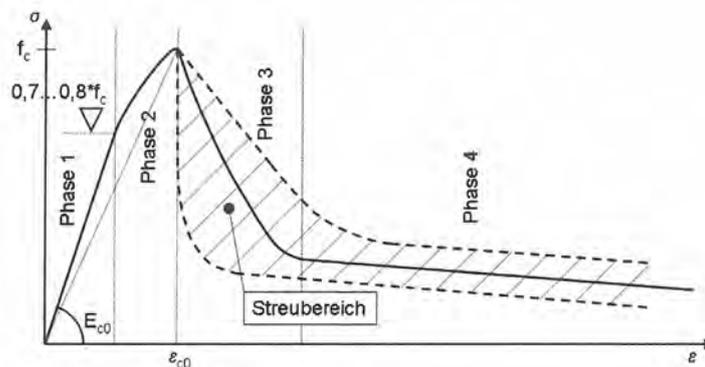


Abbildung 2.9: Qualitative Spannungs-Dehnungsbeziehung mit Darstellung der verschiedenen Tragphasen des UHPC's [9]

- Phase 1: nahezu linear-elastisches Verhalten
- Phase 2: fortschreitende Schädigung durch Mikrorissbildung mit zunehmend nichtlinearem Verlauf der Spannungs-Dehnungslinien einhergehend mit einem Anstieg der Querdehnung

- Phase 3: schlagartige Rissbildung und Abplatzen von Betonschuppen, die aber noch untereinander durch Fasern überbrückt sind
- Phase 4: Zerstörung des noch übrigen Betons

In Phase 1 verläuft die Spannungs-Dehnungskurve bis zu einer Belastung von ca. 70 – 80 % der maximalen Last linear, während Normalbeton nur bis ca. 40 % der maximalen Last ein linear-elastisches Verhalten aufweist. Durch weitere Belastung bilden sich Mikrorisse im Beton und Phase 2 tritt ein. Die Spannungs-Dehnungskurve weist einen nichtlinearen Verlauf auf und flacht zum Hochpunkt hin deutlich ab. Für Beton ohne Faserverstärkung tritt ein plötzliches Versagen auf, sobald die Traglast erreicht ist und Phase 3 eintritt. Durch den Einsatz von Stahlfasern kann das explosionsartige Versagen verhindert werden. In dieser Phase beginnt der Auszug der Fasern. Die Makrorisse werden dadurch kraftschlüssig verbunden werden. Durch diese sogenannten Faserbrücken ist die Entwicklung der Makrorissbildung deutlich verzögert. Dies kennzeichnet sich durch einen duktilen Übergang in den abfallenden Ast.

In der Regel fällt die Last während Phase 3 sehr steil ab, anschließend bildet sich dann durch die Aktivierung der Stahlfasern wieder ein stabiles Gleichgewicht aus. In Phase 4 werden Kräfte vom Beton zur Stahlfaser umgelagert, wodurch das plastische Tragverhalten von faserverstärktem ultrahochfestem Beton stark vom Fasergehalt, der Fasergeometrie, der Faserverteilung, der Faserorientierung und dem Verbundverhalten von Matrix und Faser abhängig ist. Gemäß [8] führen übliche Fasergehalte bis 2,5 Vol.-% normalerweise zu einer im Mittel um 15 % höheren Zylinderdruckfestigkeit.

Analytische Modellierung für die Bemessung

Für die Bemessung schlägt der Sachstandsbericht (Heft 561 des DAfStb's [4]) vor, anstatt der Arbeitskurve, die in vier Phasen aufgeteilt ist, einen vereinfachten bilinearen Verlauf mit an- und absteigendem Ast anzunehmen (vgl. Abbildung 2.10).

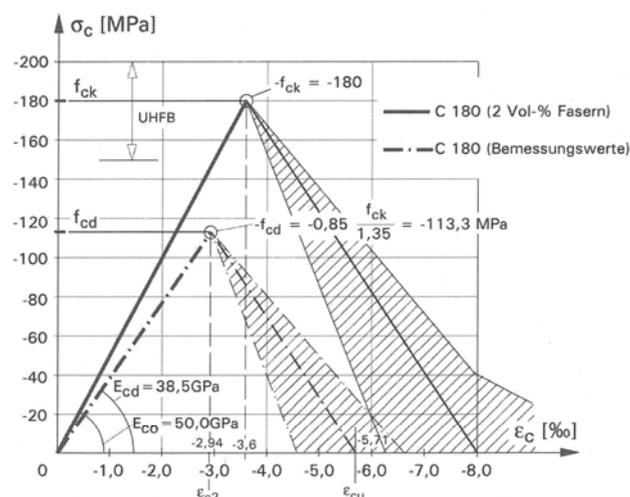


Abbildung 2.10: Bemessungskurve im Druckbereich für UHPC mit Fasern und $f_{ck} = 180$ MPa [4]

Die maximale Stauchung der Bemessungskurve darf auf der sicheren Seite mit 8 % unabhängig vom Fasergehalt angenommen werden. Weil der Ausnutzungsgrad im Gebrauchszustand norma-

lerweise nur ca. 60 % beträgt, verfügt dieser einfache lineare Verlauf über eine ausreichende Genauigkeit.

Verhalten unter Zugbeanspruchung

Ähnlich zum Druckverhalten versagt der Beton unter Zugbelastung ebenfalls sehr spröde. Durch die Zugabe von Stahlfasern kann diese Eigenschaft des Betons aber deutlich verbessert werden. Mit zunehmendem Fasergehalt ist es nach heutigem Stand der Technik durchaus möglich die Nachrisszugfestigkeit zu steigern. Dabei ist aber immer auf die Wirtschaftlichkeit zu achten, da die Fasern wie bereits erwähnt einen großen Anteil der Kosten einnehmen.

Gemäß [4] kann das Zugtragverhalten von UHPC durch Versuche, wie zum Beispiel einen zentrischen Zugversuch mit Knochenform und einen Biegezugversuch, ermittelt werden. Die zentrische Zugfestigkeit liegt im Bereich von ca. 7 bis 15 N/mm² [4]. Unter Zugbeanspruchung beeinflusst die Stahlfaser nicht nur den plastischen Bereich der Traglastkurve, sondern auch den Verfestigungsbereich, während die Stahlfaser unter Druckbeanspruchung erst nach der Verfestigung die abfallenden Äste beeinflusst.

Einfluss der Stahlfasern

In der Praxis werden unterschiedliche Fasern verwendet. Hauptsächlich kommen metallische Fasern zum Einsatz. Das Verbundverhalten zwischen Matrix und Faser spielt hier eine wichtige Rolle, insbesondere für kurze Fasern. Lange Fasern sind üblicherweise mit Endhaken gekröpft und können dadurch am Ende kraftschlüssig mit der Matrix verbunden werden. Die kurzen Fasern ohne Endhaken können Kräfte aus dem Beton nur über Verbundspannung übernehmen. Um lange Fasern auszuziehen, muss eine plastische Deformation des Endhakens erfolgen. Dabei entstehen große Verformungen bis zur Faseraktivierung. Daher tritt eine große Rissöffnung auf und die Rissufer gehen deutlich auseinander. Kurze gerade Fasern werden bereits ausgezogen, sobald die Rissbildung im Beton beginnt. Während die Verformung von Beton mit langen Fasern noch zunimmt, befinden sich kurze gerade Fasern schon in der Auszugsphase.

Eine Wechselwirkung aus einer Kombination von langen und kurzen Fasern kann das Zugtragverhalten bei UHPC sehr günstig beeinflussen. Die kurzen geraden Fasern können Mikrorisse in der umgebenden Matrix sofort überbrücken, die infolge des Ausziehens von längeren Fasern mit gekröpften Endhaken entstehen. Daher kann sich der Ausziehewiderstand der langen Fasern dann deutlich erhöhen [9].

Ein wichtiger Einflussfaktor ist die Faserorientierung. Die Last wird vom Beton zur Stahlfaser umgelagert und die Stahlfasern übernehmen die Zugkräfte im Bereich der Risse. Da die Lasteinleitung nur eindimensional erfolgt, liegt kein kraftschlüssiger Verbund vor, wenn sich Stahlfasern nicht in Zugrichtung verteilen. Durch die Querschnittsschwächung infolge der Stahlfasern tritt sogar ein negativer Effekt auf. Daher stellt sich die Frage, wie die Faserorientierung zu berücksichtigen ist.

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 Betonierrichtung oder die Schalung. Um den Einfluss der Faserorientierung zu berücksichtigen, wurde ein Faserorientierungsbeiwert η eingeführt.

$$\eta = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \cos \alpha_i \quad 0 \leq \eta \leq 1,0$$

wobei α den Winkel zwischen der Richtung der zu übertragenden Kraft und der einzelnen Faser darstellt.

Dieser Beiwert kann nach obiger Gleichung analytisch aus der Faserverteilung berechnet werden. Da Anzahl und Verteilungswinkel der Fasern nur sehr schwer untersucht werden können, kann dieser Beiwert nach [10] folgendermaßen angenommen werden:

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

Beim Ausziehen einer nicht senkrecht zum Riss verlaufenden Faser wirken im Austrittsbereich der Faser Umlenkkräfte auf die Rissufer [9]. Diese Umlenkkräfte erhöhen die Reibungskräfte zwischen Matrix und Faser und können zu lokalen Abplatzungen der Matrix im Austrittsbereich führen. Hier erhöht sich die Festigkeit der Matrix infolge des mehraxialen Beanspruchungszustands.

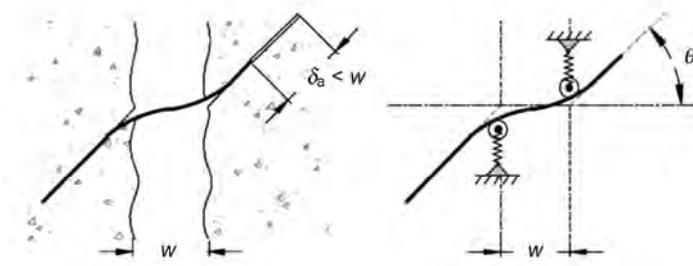


Abbildung 2.11: Modell des Umlenkeffektes einer schräg zum Riss verlaufenden Faser nach [11]

Der Einfluss der Faserwirksamkeit in der analytischen Beschreibung der Zugfestigkeiten wird dann zusätzlich durch die Einführung des Faserwirksamkeitsbeiwertes g gekennzeichnet.

$$\sigma_f = \tau_f \cdot g \cdot \eta \cdot \frac{l_f}{d_f}$$

mit:

- σ_f Faserbetonspannung
- τ_f Verbundspannung zwischen Faser und Matrix
- g Faserwirksamkeitsbeiwert
- η Faserorientierungsbeiwert
- l_f/d_f Faserschlantheit

Vereinfachung der analytischen Beschreibung des Materialgesetzes

Analog zum Druckverhalten kann das qualitative Last-Verformungsverhalten des gefaserten UHPC unter zentrischem Zug ebenfalls in vier Phasen gegliedert werden.

Tabelle 2.1: Phasen des Last-Verformungsverhaltens unter zentrischem Zug [12]

	Unterkritischer Fasergehalt (Entfestigung)	Überkritischer Fasergehalt (Verfestigung)
Phase 1	Linear elastisches Verhalten der ungerissenen Betonmatrix	Linear elastisches Verhalten der ungerissenen Betonmatrix
Phase 2	Multirissbildung durch Ausbildung von Mikrorissen	Multirissbildung durch Ausbildung von Mikrorissen
Phase 3	Öffnung zu einem Makroriss verbunden mit plötzlichem Lastabfall	Öffnung zu mehreren Makrorissen
Phase 4	Lokalisierung und Entfestigung infolge Faserauszugs im Makroriss	Lokalisierung und Entfestigung infolge Faserauszugs in einem der Makrorisse

Tabelle 2.1 beschreibt die vier Phasen des Zugtragverhaltens von UHPC und Abbildung 2.12 zeigt die schematische Darstellung dieser Phasen mit unterkritischem und überkritischem Fasergehalt.

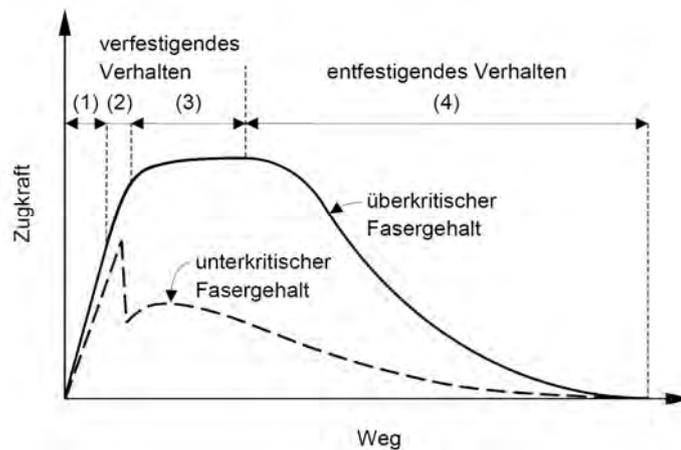


Abbildung 2.12: Last-Verformungsverhalten zugbeanspruchter faserbewehrter UHPC-Probens [12]

In Phase 1 verhält sich UHPC linear-elastisch bis zur reinen Matrixzugfestigkeit. Dabei hat der Fasergehalt nur sehr geringen Einfluss auf die Erstrisszugfestigkeit. Deshalb kann gemäß DIN 1045-1 die Matrixzugfestigkeit nach folgender Formel abgeschätzt werden:

$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln\left(1 + \frac{f_{cm}}{10}\right)$$

In den Phasen 2 und 3 beginnt die Rissbildung; die Fasern werden ausgezogen und aktiviert. Durch Schwinden oder Temperatureinwirkung liegt bereits ein Spannungszustand vor und daher kommt es auch ohne äußere Lasteinwirkung häufig zu einer Mikrorissbildung. In Phase 2 wachsen die Mikrorisse unter äußerer Lasteinwirkung weiter an und es kommt zur Verfestigung des Betons. In [13] ist die Makrorissbildung dadurch definiert, dass sich ein erster durchgehender Riss ausbildet. In dieser Phase gehen die Rissufer schnell auseinander und die Zugkraft wird vom Beton auf die Faser umgelagert. Für UHPC mit kurzen geraden Stahlfasern gleicht das grundlegende Modell der Rissbildung im von Fasern überbrückten Bereich dem im klassischen Stahlbetonbau mit Stabbe- wehrung unter Zugbeanspruchung. Die Stahlfasern werden über eine Lasteinleitungslänge im Beton durch Verbundspannung verankert und die Zugkräfte werden auf die Fasern umgelagert. Daher erhöhen sich sowohl die Spannung als auch die Dehnung im Rissbereich deutlich. Analog zum

Stahlbetonbau ist die Rissbreite gleich der Differenz der Verformung von beiden Materialien innerhalb des Einleitungsbereiches auf den beiden Seiten der Rissöffnung. Außerhalb der Einleitungslänge findet ein starrer Verbund zwischen Beton und Fasern statt. Zur Veranschaulichung sind die theoretischen Grundlagen in der Abbildung 2.13 dargestellt.

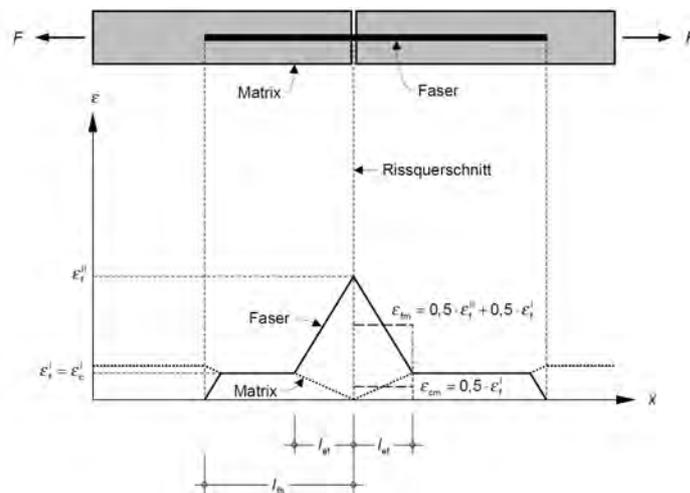


Abbildung 2.13: Dehnungsverläufe der Faser und der Matrix am Einzelriss während der Faseraktivierungsphase [12]

In der Faserauszugsphase, also Phase 4, lokalisiert sich eine weitere große Verformungszunahme, wenn die maximale Faserwirksamkeit in einem Riss erreicht ist. Die Fasern werden dann in diesem Riss vollständig ausgezogen und der UHPC verliert in diesem Bereich seine Zugfestigkeit. Die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung der Einzelfasern in der Auszugsphase ist abhängig von ihrem Ausziehwinkel, den Einbindelängen, Faserformen und deren Kombinationen [13].

Zeitabhängiges Verhalten - Schwinden

Unter Schwinden versteht man sowohl Schrumpfungsschwinden als auch Austrocknungsschwinden. Da UHPC einen sehr geringen w/z-Wert hat, spielt hier nur das Schrumpfungsschwinden eine entscheidende Rolle. Dieses autogene Schwinden kann bei einer Verformungs- oder Dehnungsbegrenzung durch den Bewehrungsstahl zu hohen Zugspannungen führen. Da das autogene Schwinden aufgrund der Hydratation, also einer chemischen Reaktion, auftritt, sollte bei der Zusammenstellung der Rezeptur besonders darauf geachtet werden dieses zu reduzieren. UHPC verhält sich mit unterschiedlichen Gesteinskörnungen und Zement zeitlich völlig unterschiedlich. Durch die Wahl von HS-Zement und durch einen größeren Anteil grober Gesteinskörnung kann die Schwindverformung deutlich verringert werden.

Anmachwasser besitzt einen sehr kleinen Anteil am UHPC. Deshalb ist das trockenbedingte Schwindmaß deutlich geringer. Durch eine Wärmebehandlung kann das Trocknungsschwinden quasi vorweggenommen werden. Aus Abbildung 2.14 und Abbildung 2.15 wird ersichtlich, dass die Verformung von wärmebehandelten UHPC bereits nach ca. 60 Stunden recht konstant bleibt, während sich nicht wärmebehandelter UHPC zum Zeitpunkt von 100 Tagen noch weiter verformen wird. Dieses Verhalten ist insbesondere für die Fertigteilbauweise vorteilhaft, weil es auf diese Weise durchaus möglich ist die Schwindspannungen in der Gesamtkonstruktion zu minimieren.

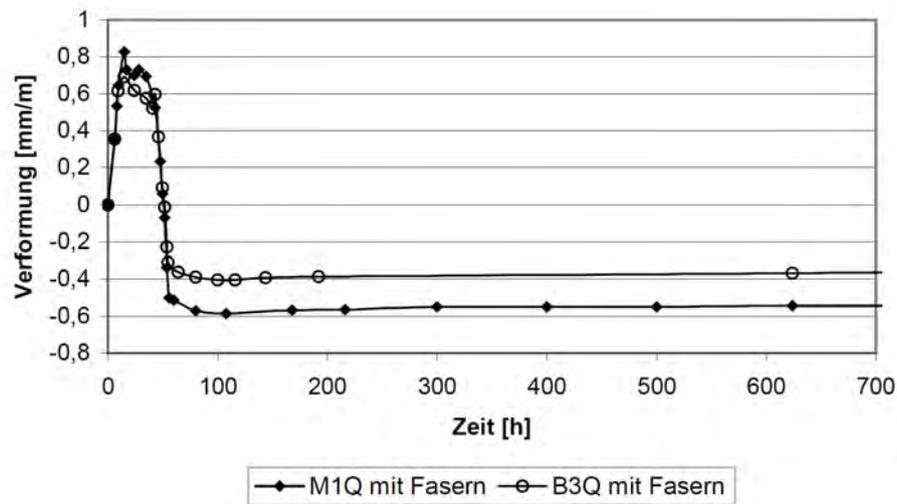


Abbildung 2.14: Gesamtverformung infolge Trocknungsschwindens für wärmebehandelten fein (M1Q)- und grobkörnigen UHPC (B3Q) mit 2,5 Vol.-% Stahlfasern [8]

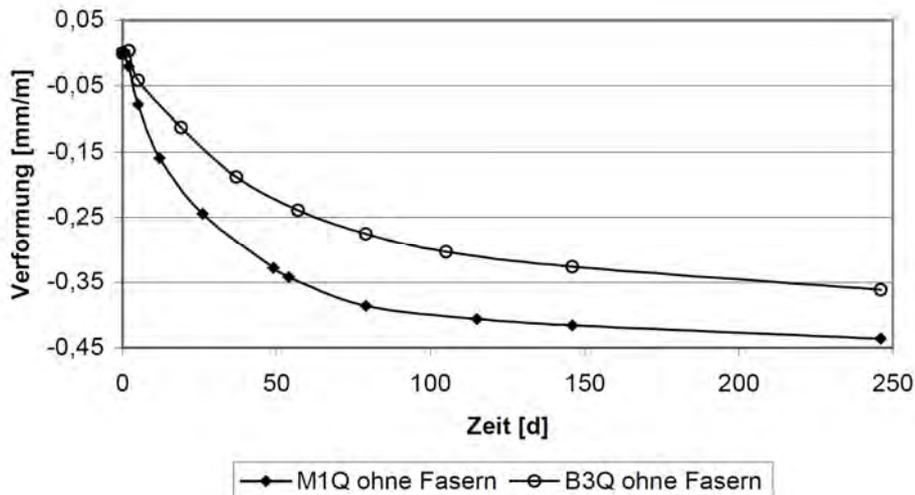


Abbildung 2.15: Gesamtverformung infolge Trocknungsschwindens für nicht wärmebehandelten fein- (M1Q) und grobkörnigen UHPC (B3Q) mit 2,5 Vol.-% Stahlfasern [8]

Zeitabhängiges Verhalten - Kriechen

Analog zum Austrocknungsschwinden wird das Kriechen bei UHPC mit abnehmendem w/z -Wert ebenfalls geringer. Nach den grundlegenden Untersuchungen beträgt die Grundkriechzahl von nicht wärmebehandelten UHPC ca. 0,9. Für einen wärmebehandelten UHPC mit Grobkorn aus Basalt kann die Kriechzahl bei einem Spannungsniveau von 45% der Bruchfestigkeit nach 90 Tagen Belastungsdauer auf nur ca. 0,2 verringert werden [4].

Zeitabhängiges Verhalten - Dauerhaftigkeit

Durch die zunehmende Packungsdichte und die reduzierte Porosität ist die Dauerhaftigkeit von UHPC bedeutend besser. Eine zusätzliche Wärmebehandlung mit 90 °C verhilft nicht nur zu einer schnellen Festigkeitssteigerung, sondern es ist auch ein weiterer Rückgang der Gesamtporosität um etwa 50 % zu beobachten [9]. Aus Abbildung 2.16 ist ersichtlich, dass der größte Anteil der Poren-

verteilung im Gelporenbereich (< 10 nm Porenradius) liegt und der Kapillarporenanteil des UHPC sehr gering ist.

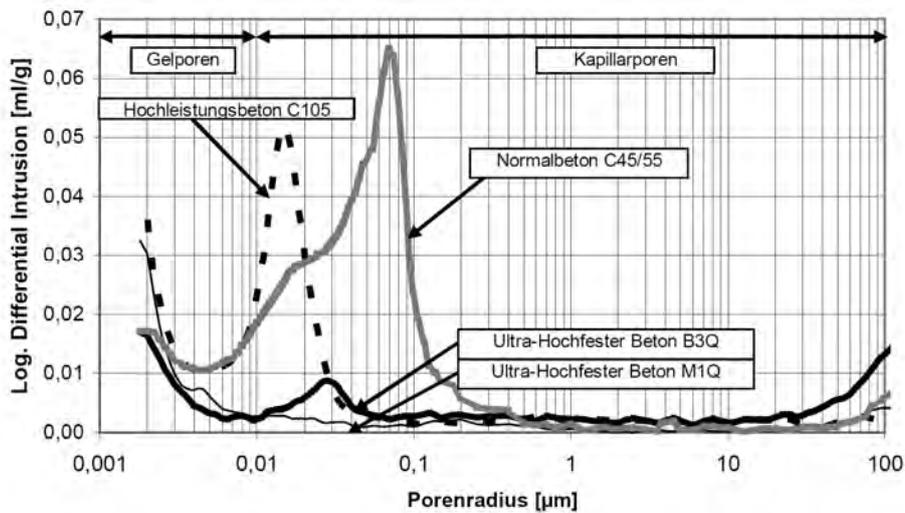


Abbildung 2.16: Vergleich der Porenradienverteilung von C45/55, Hochleistungsbeton C105 und UHPC [8]

Dank dieses dichten Gefüges ist der Widerstand gegen chemische Angriffe stark ausgeprägt. Aus folgender Abbildung ist ersichtlich, dass die gemessenen Chloriddiffusionskoeffizienten von UHPC nur etwa $6 \cdot 10^{-14} \text{ m}^2/\text{s}$ betragen und damit wesentlich günstiger als bei einem hochfesten Beton C70/85 sind.

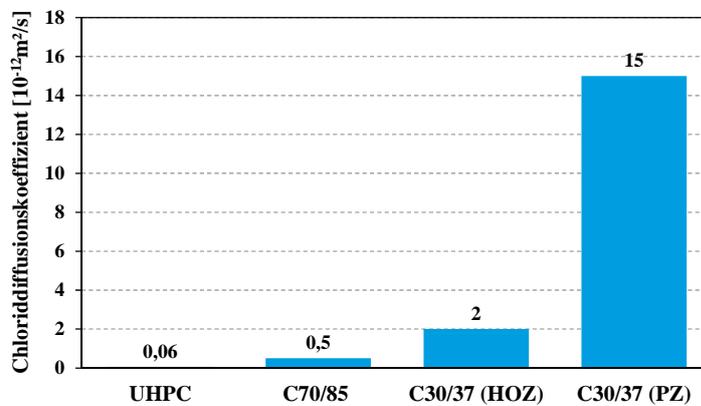


Abbildung 2.17: Chloriddiffusionskoeffizienten verschiedener Betonsorten (eigene Darstellung nach [14])

Das Eindringen von CO_2 und Wasser wird durch die hohe Dichtigkeit des UHPC stark behindert. Aufgrund des dichten Gefüges des UHPC kann die Korrosion der Stahlfasern nur oberflächlich erfolgen und hat nur unwesentlich Einfluss auf die Trag- und Gebrauchsfähigkeit.

2.1.4 Hinweise zur Wirtschaftlichkeit und den Lebenszykluskosten

Materialkosten

Aufgrund der in den vorherigen Kapiteln beschriebenen Zusammensetzung des UHPC's sind die Herstellkosten im Vergleich mit Normalbeton deutlich höher. Im Heft 561 des DAfStb's [4] wird darauf hingewiesen, dass die Kosten für 1 m³ UHPC etwa bei 600 € liegen wohingegen Normalbeton ungefähr 60 – 160 €/m³ kostet. Einen wesentlichen Einfluss auf die Herstellkosten besitzt die Menge der zugegebenen Stahlfasern mit ca. 400 €/m³ UHPC bei 2 Vol.-%. Der Stahlpreis liegt nach [4] etwa bei 6000 €/m³.

Es scheint auf den ersten Blick also so, dass es unrentabel ist Gebäude aus UHPC zu konstruieren. Wenn man jedoch die Baukosten für gesamte Tragwerke miteinander vergleicht, so können sich trotz der großen Kostendifferenzen für einen einzelnen Kubikmeter UHPC günstige Konstruktionen ergeben, wie ein einfaches Beispiel zum Preisvergleich von Trägern gleicher Momententragfähigkeit zeigt. Dabei stellt sich heraus, dass ein Balken aus UHPC 30 €/m Länge kostet während ein Balken mit der gleichen Tragfähigkeit aus Stahl und bewehrtem Beton je 33 €/m Länge kostet [4]. Hinzu kommt, dass das Gewicht dieses Trägers bei Verwendung von UHPC nur 140 kg/m beträgt, wohingegen der Normalbetonbalken ein Gewicht von 530 kg/m besitzt. Alle weiteren Bauteile, wie Stützen, Decken oder die Gründung können also bei dem Balken aus UHPC mit kleineren Querschnittsabmessungen hergestellt werden, wodurch sich wiederum Kosteneinsparungen ergeben.

Auch weitere Bauteile wie Stützen oder sogar komplette Brücken können aus UHPC günstiger hergestellt werden als vergleichbare Bauteile/Bauwerke aus Normalbeton oder Stahl. Dies liegt unter anderem auch daran, dass bei den meisten Bauteilen aus UHPC versucht wird auf den Einbau schlaffer Bewehrung zu verzichten, wodurch die entsprechenden Kosten für den Einbau entfallen. Statt der schlaffen Bewehrung wird häufiger Spannstahl eingebaut, was jedoch nicht so kostenintensiv ist [4].

Bisher wird UHPC in der Regel im Fertigteilwerk hergestellt, da bei der Mischung und Nachbehandlung hohe Ansprüche bestehen. Ein flexibler Einsatz vor Ort als Transportbeton stellt zurzeit noch die Ausnahme dar. Dieser Nachteil wird jedoch zumindest teilweise durch die geringeren Gewichte der Fertigteile aus UHPC wieder ausgeglichen, da diese zu Vorteilen beim Transport und der Montage führen. Dies gilt insbesondere, wenn ein Gebäude ohnehin aus Fertigteilen hergestellt werden sollte.

Nachhaltigkeit von Bauteilen aus UHPC

Die Nachhaltigkeit von Bauteilen und Bauwerken sollte immer über den gesamten Lebenszyklus hinaus betrachtet werden. Sowohl im Hinblick auf monetäre als auch ökologische Aspekte spielt der Zeitraum nach der Fertigstellung eines Bauwerks eine entscheidende Rolle. Die Kosten und die anfallenden CO₂-Emissionen die zur Erhaltung, zum Abbruch und Ersatz erforderlich sind, sollten immer berücksichtigt werden, um tatsächlich einen Vergleich unterschiedlicher Varianten zu ermöglichen.

UHPC besitzt bei den Lebenszykluskosten und auch bei den CO₂-Emissionen zunächst einen Nachteil gegenüber Normalbeton, da die Stahlfasern sehr teuer sind und im UHPC vielmehr Zement verwendet wird, als in üblichen Betonen. Gerade bei der Zementproduktion entstehen jedoch hohe CO₂-Emissionen, so dass die Umweltbelastung bei der Herstellung einer gleichen Menge von

UHPC deutlich größer ist als bei Normalbeton. Auch hier gilt allerdings wieder, dass aufgrund der erhöhten Druckfestigkeit deutlich filigranere Querschnitte gebaut werden können. Die hohen Druckfestigkeiten von UHPC ergeben sich infolge der hohen Packungsdichte des Korngemisches bis in den Mehlkornbereich hinein. Der niedrige w/z-Wert führt im Vergleich zu Normalfesten Betonen zu einer sehr geringen Porosität, die sich wiederum sehr vorteilhaft auf die Dauerhaftigkeitseigenschaften des UHPC auswirkt. Der Widerstand gegen das Eindringen korrosiver Medien, die Karbonatisierung und die Abwitterung infolge Frost-Tausalz-Beanspruchung verringert sich ebenfalls stark im Vergleich zu Normalbeton, wie in Kapitel 2.1.3 bereits beschrieben wurde [4],[15]. Ein Beispiel für die CO₂-Einsparung bei Verwendung von UHPC ist ebenfalls in [4] enthalten. Dort wird dargelegt, dass die CO₂-Emission bei einer Beispielbrücke aus UHPC nur 63 % der Emission einer gleichwertigen Brücke aus Normalbeton betragen.

Die erhöhte Dauerhaftigkeit verbessert die Ökobilanz von Bauteilen aus UHPC weiter, da diese länger genutzt werden können. Bei den angedachten modularen Wandelementen, die im Optimalfall sogar wiederverwendet werden können, wird die Umwelt noch zusätzlich geschont.

2.2 Verbunddübelleisten

Verbunddübel stellen eine sehr tragfähige und robuste Verbindung zwischen Stahlbauteilen und Betonquerschnitten dar. Die Herstellung ist dabei sehr wirtschaftlich. Mittels Verbunddübelleisten lassen sich neue Querschnitte entwickeln. So können halbierte Walzprofile mit spezieller Schnittgeometrie als außenliegende Bewehrung im Verbundbau eingesetzt werden. Dazu wurde das Prinzip der Verbunddübel aufgegriffen, weiterentwickelt und erstmals bei der Straßenbrücke Pöcking erfolgreich eingesetzt [15]. Zur Herstellung einer Verbunddübelleiste wird ein Walzträger mittig im Steg über eine spezielle Schnittgeometrie getrennt. Diese Schnittlinie erzeugt eine Form der Stahlzähne, die die Übertragung großer Schubkräfte in das Betonbauteil ermöglicht. Um den Verschnitt möglichst gering zu halten, ist die Schnittlinie symmetrisch zur Trägermittellinie oder doppelt-symmetrisch zur Trägerachse bzw. Mittellinie des Trägers.

2.2.1 Entwicklung der kontinuierlichen Verbundmittel

Erste Untersuchungen mit kontinuierlichen Verbundmitteln wurden an der sogenannten Perfobondleiste durchgeführt [16], [17]. Diese Erfahrungen wurden in [18] und [19] erweitert sowie in [20] mit Betrachtungen zur Ermüdung ergänzt.

In der Praxis werden die in Abbildung 2.18 dargestellten Dübelgeometrien eingesetzt. Dabei verhalten sich die Puzzle- und die Klothoidenform kraftrichtungsneutral, während für die Finnenform wechselnde Schubbeanspruchungsrichtungen zu einer ungünstigen Belastung im rückwärtigen Teil führen können. Die Finnenform zeigt die größte statische Tragfähigkeit. Die Puzzle- und Klothoidenform sind unter dem Gesichtspunkt der Ermüdung von Vorteil.

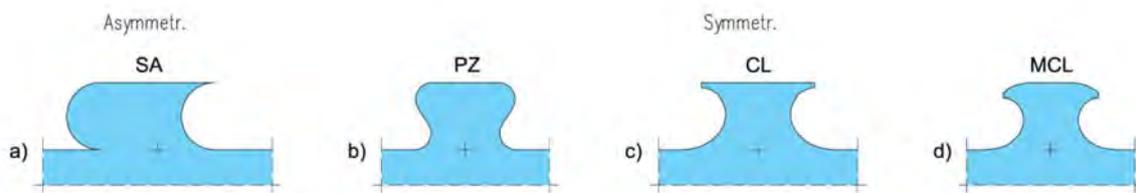


Abbildung 2.18: Verbunddübelformen: a) Finne (SA), b) Puzzle (PZ), c) Klothoide (CL), d) modifizierte Klothoide (MCL) [21]

Der in Abbildung 2.19 dargestellte Stahldübel und der bewehrte Betondübel sind die Hauptkomponenten einer Verbunddübelleiste. Der Bereich zwischen zwei Stahldübeln wird als Dübelgrund bezeichnet, der die Dübelbewehrung aufnimmt. Zur Übertragung der Längsschubkräfte aus dem Betonbauteil in den Stahlsteg des Walzträgers stützen sich die Druckkräfte auf den Dübelfuß und Dübelkernbereich ab.

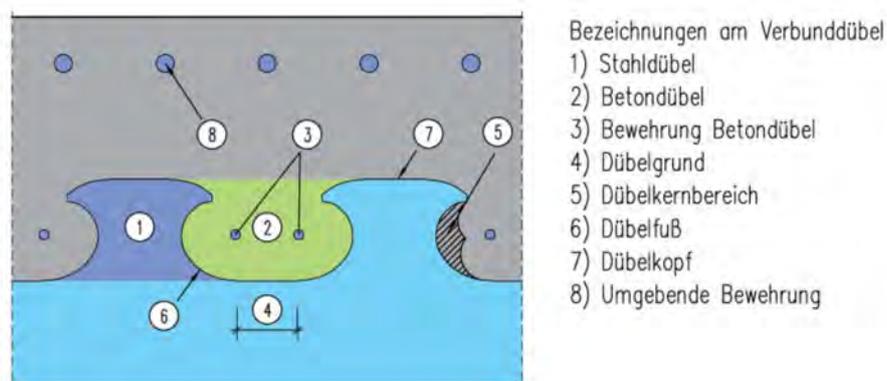


Abbildung 2.19: Komponenten eines Verbunddübels [21]

2.2.2 Aktuelle Bemessungsgrundsätze

Erste Überlegungen zur Nutzung von Dübelleisten als Schubverbinder von Verbundkonstruktionen wurden bereits in den 80er Jahren des letzten Jahrhunderts von Andrä [17] angestellt. Weitere Untersuchungen von einbetonierten und perforierten Stahlblechen folgten [16]. Vor allem in den 90er Jahren des letzten Jahrhunderts wurden intensive Forschungen durch Mangerig [22] durchgeführt, die im Stahlbau-Kalender 2005 [23] ausführlich dokumentiert und zusammengefasst wurden, so dass auf eine Wiedergabe an dieser Stelle verzichtet werden kann.

In der Literatur finden sich nur zwei Bemessungsmodelle, die sich explizit mit der Klothoidenform als Dübelgeometrie befassen: Das Preco-Beam Konzept [24] und das Konzept von Seidl [25]. In der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung mit der Nummer Z-26.4-56 vom 13. Mai 2013 [26] sind die zugehörigen Bemessungsformeln angegeben.

Das Preco-Beam Modell [27]

Ähnlich wie bei Zapfe [19] werden hier drei Formeln für das Versagen des Betons angegeben:

1. Versagenskriterium: Teilflächenpressung

Die theoretische Grundlage des Betondübelmodells basiert auf der ertragbaren Teilflächenpressung des Betons bezogen auf die vertikale Projektion der Leibungsfläche [18].

$$P_{Rk1_CL} = \frac{0,70 \cdot h_d \cdot t_w \cdot 72,7 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{e_x} \quad [\text{N/m}]$$

hierbei ist

- h_d : Dübelhöhe [mm]
- t_w : Stegdicke [mm]
- f_{ck} : charakteristische Druckfestigkeit des Betons [N/mm^2]
- e_x : Stahlzahnabstand [m]

2. Versagenskriterium: Betonausstanzen- oder Betonausbruch

Die mechanische Formulierung des Ausbruchkriteriums ergibt sich aus der Mantelfläche eines Kegels und der übertragbaren Schubspannung. Unter Einbeziehung der Konstanten und der trigonometrischen Beziehungen wird das Ausbruchkriterium mit der Berücksichtigung des ideellen Bewehrungsfaktors ρ_i mit folgender Formel beschrieben:

$$P_{Rk2_CL} = \frac{25,6 \cdot \rho_i \cdot f_{ctk} \cdot h_{po}^2}{e_x} \quad [\text{N/m}]$$

wobei

- f_{ctk} : charakteristische Zugfestigkeit des Betons [N/mm^2]
- h_{po} : Höhe des Ersatzkegels (Abstand vom Dübelschwerpunkt zur Betonoberfläche) [mm]
- ρ_i : ideeller Bewehrungsfaktor: $\rho_i = 1 + \left(\frac{E_s}{E_{cm}} - 1 \right) \cdot \frac{A_{sq1}}{A_d}$ [-]
- E_s : Elastizitätsmodul des Bewehrungsstahls [N/mm^2]
- E_{cm} : Mittelwert des Elastizitätsmoduls des Betons [N/mm^2]
- A_{sq1} : Querschnittsfläche des Bewehrungsstahls im Aussparungsquerschnitt [mm^2]
- A_d : Querschnittsfläche einer Aussparung [mm^2]

Die Modelle von Seidl [25]

Die maximale Bruchlast stellt sich entweder durch ein Stahldübelversagen oder durch ein kombiniertes Schubbruchversagen im Betondübel ein. Es werden hier als Betondübelbewehrung generell zwei Bewehrungsstäbe, die im Dübelgrund liegen müssen, empfohlen. Somit wird der Betondübel sehr gut umschnürt. Es werden für drei Versagenskriterien Formeln zur Berechnung der Betondübeltragfähigkeit angegeben:

1. Versagenskriterium: Abplatzen der Betondeckung

$$P_{cov,k} = \frac{1}{e_x} \frac{f_{ck}}{\frac{h'_2}{4 \cdot l_{cr} \cdot e_x^2} + \frac{0,15}{h_{po} \cdot b_w} \left(1 - \frac{h_d}{2 \cdot h_{po}}\right)}$$

$$\text{wenn } \frac{b_w}{h_{po}} < 9,67$$

$$\text{wenn } h'_2 > e_x \rightarrow h'_2 = e_x$$

2. Versagenskriterium: Betonausbruch

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

wobei

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

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

3. Versagenskriterium: Abscheren des Betons

$$P_{po,re,k} = \frac{1}{e_x} \left(0,9 \cdot A_{d,c} \cdot \sqrt[3]{\rho \cdot f_{yk} \cdot f_{ck}^2} + 1,5 \cdot (d_{s1}^2 + d_{s2}^2) \cdot \left(\sqrt{1 + 1,69 \cdot \varepsilon^2} - 1,3 \cdot \varepsilon \right) \sqrt{f_{ck} \cdot f_{yk}} \right)$$

wobei

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

$$\rho = \frac{A_s}{A_{d,c}}$$

Zwei Formeln werden bei Seidl zur Beschreibung des Stahlversagens vorgeschlagen:

$$1. \quad P_{Rk} = \frac{f_y \cdot t_w \cdot e_x}{4 \cdot \sqrt{16 \cdot (h_d/2)^2 + 3 \cdot (e_x/2)^2}} \quad [\text{MN/m}]$$

f_y : Streckgrenze des Stahldübels [N/mm²]

t_w : Dicke des Dübels [m]

e_x : Dübelabstand in Längsrichtung [m]

h_d : Dübelhöhe [m]

$$2. \quad P_{Rk} = \beta_{pl} \cdot f_y \cdot t_w \quad [\text{kN/m}]$$

$\beta_{pl} = 0,18$ ist ein von Seidl ermittelter Faktor für die Klothoidenform.

Die Bedeutung und Lage der vielzähligen geometrischen Parameter kann Abbildung 2.22 entnommen werden. Die geometrischen Parameter gehen immer mit der Einheit [m] in die oben beschriebenen Formeln ein.

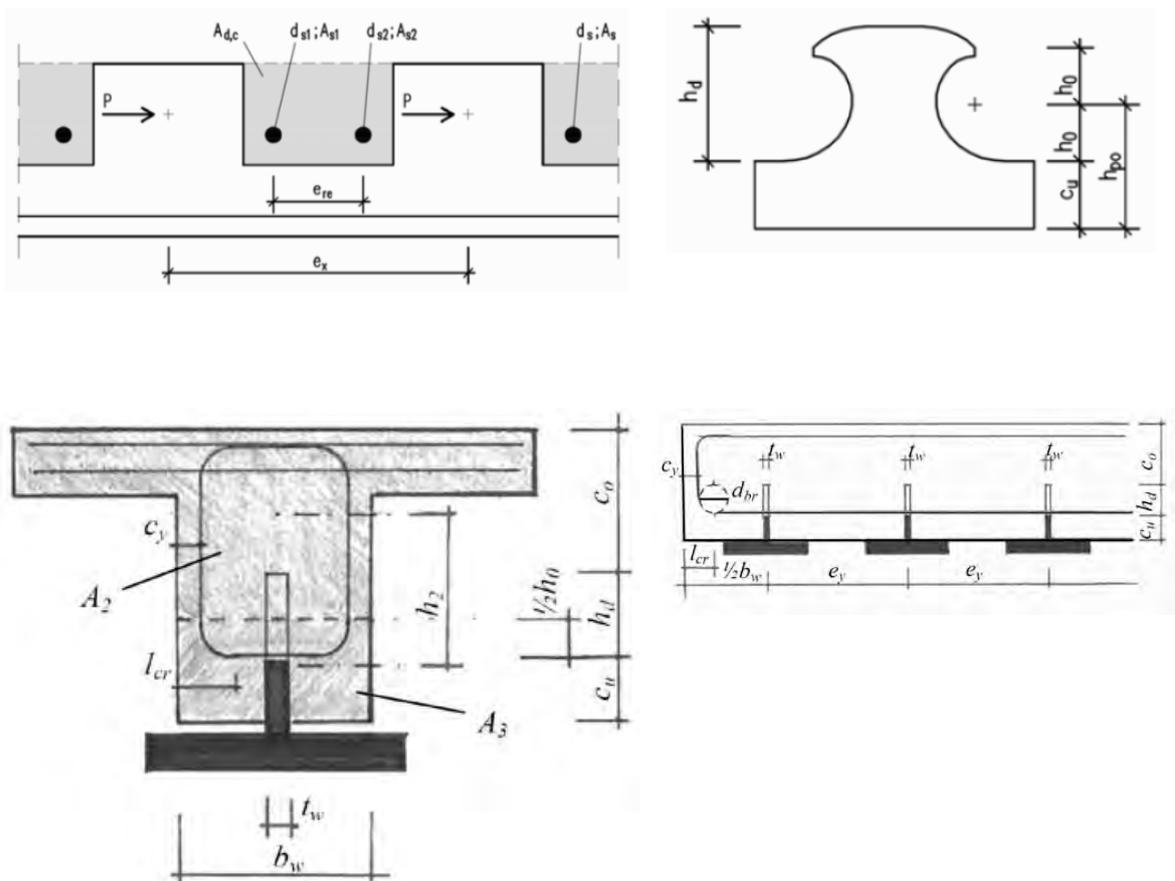


Abbildung 2.22: Parameter zu den Formeln nach den Modellen von Seidl [25]

Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-26.4-56 [26]

In der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung gibt es insgesamt drei Formeln zur Beschreibung des Versagensverhaltens. Zwei Formeln für Betonversagen und eine zum Stahlversagen.

Abscheren des Betondübels:

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

Ausstanzen des Betondübels:

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

Stahlversagen:

$$P_{pl,k} = 0,25 \cdot e_x \cdot t_w \cdot f_y$$

Bei den oben aufgeführten Gleichungen handelt es sich um die Kraft in [N] pro Ausnehmung.

f_y	Nennwert der Streckgrenze des Baustahls in [N/mm ²]
f_{ck}	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons in [N/mm ²]
e_x	Abstand der Ausnehmungen in Längsrichtung in [mm] (Abbildung 2.23)
t_w	Blechdicke in [mm], wobei für $40 \text{ mm} < t_w \leq 60 \text{ mm}$ maximal 40 mm in der Gleichung anzusetzen ist
h_{po}	Höhe des Ersatzausbruchkegels in [mm] $h_{po} = \min(c_{D,o} + 0,07 \cdot e_x; c_{D,u} + 0,13 \cdot e_x)$
$c_{D,o}, c_{D,u}$	Betondeckung oben und unten in [mm] (Abbildung 2.23)
η_D	Abminderungsfaktor der Betondübelfläche [-] $\eta_{D,CL} = 3 - e_x/180$ und $\eta_{D,PZ} = 2 - e_x/400$
ρ	Bewehrungsgrad [-] Abscheren: $\rho_D = \frac{E_s \cdot A_b}{E_{cm} \cdot A_D}$; Ausstanzen: $\rho_{D,i} = \frac{E_s \cdot A_{sf}}{E_{cm} \cdot A_{D,i}}$
E_{cm}	Elastizitätsmodul (mittlerer Sekantenmodul) des Betons in [N/mm ²]
E_s	Rechenwert des Elastizitätsmoduls für Betonstahl in [N/mm ²]
A_b	Querschnittsfläche der Querbewehrung im Betondübel (Abbildung 2.23)
A_D	Fläche des Betondübels (Abbildung 2.23) [mm ²]: $A_{D,CL} = 0,20 \cdot e_x^2$; $A_{D,PZ} = 0,13 \cdot e_x^2$
A_{sf}	Querschnittsfläche der Querbewehrung des Betongurtes (Abbildung 2.23) [mm ²]
$A_{D,i}$	Fläche des mitwirkenden Betons (Abbildung 2.23) [mm ²]: $A_{D,i} = h_c \cdot e_x$
h_c	Höhe des Betongurtes in [mm] (Abbildung 2.23)
χ_x	Reduktionsfaktor in Abhängigkeit vom Abstand der Ausnehmung in Längsrichtung e_x [-]

$$\chi_x = 1,0 \quad \text{für } e_x \geq 4,5 \cdot h_{po}$$

$$\chi_x = \frac{e_x}{4,5 \cdot h_{po}} \leq 1,0 \quad \text{für } e_x < 4,5 \cdot h_{po}$$

χ_y Reduktionsfaktor in Abhängigkeit von der Anzahl der Verbunddübelleisten, vom Abstand der Ausnehmung in Längsrichtung e_x und vom Abstand der Verbunddübelleisten in Querrichtung e_y [-]

Bei Verwendung von einer Verbunddübelleiste: $\chi_y = 1,0$

Bei Verwendung von zwei Verbunddübelleisten:

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

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

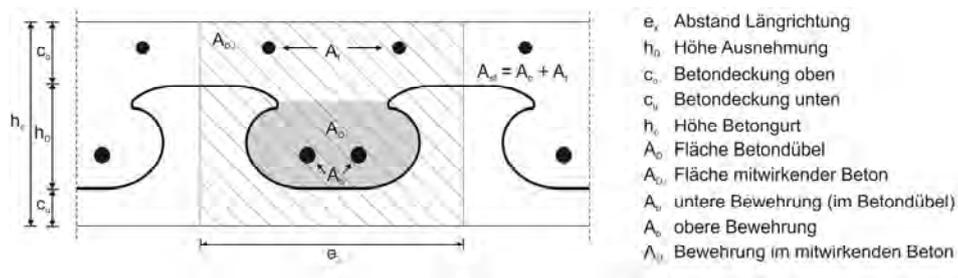


Abbildung 2.23: Definitionen gemäß Zulassung [26]

2.2.3 „Liegende“ Verbunddübelleisten

Betondübel können in randnahen Bereichen bei UHPC-Elementen liegend eingesetzt werden (Abbildung 2.24). In [28] wurden Versuche zur Bestimmung der Trag- und Verformungsfähigkeit randnaher Betondübel bei normal bewehrtem Beton durchgeführt. Diese Versuche waren hauptsächlich Abscher- und Ausziehversuche.

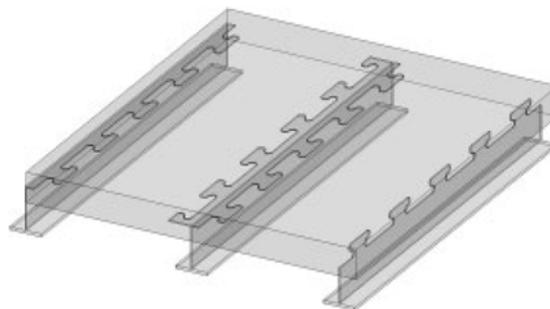


Abbildung 2.24: Randnahe Positionen der Betondübel [28]

Die Versagensmechanismen der liegenden randnahen Betondübel sollten untersucht werden. Solche liegenden randnahen Betondübel könnten zum Beispiel Randelemente einer UHPC-Platte werden und verleihen dieser eine vierseitige teileingespannte Lagerung.

In Abbildung 2.25 sind die untersuchten Betondübel in Puzzle- und Klothoidenform mit unterschiedlicher Betonfestigkeit und Bewehrungsführung zu sehen. Die Wendelbewehrung diente der Untersuchung des Einflusses der Umschnürung des Betons. Diese Umschnürung führte zu einer erhöhten Betonbeanspruchbarkeit, die auf den mehraxialen Spannungszustand des Betons zurückzuführen ist. Die gewonnenen Erkenntnisse, wie der laststeigernde Effekt der Betongüte und der traglastherabsetzende Einfluss der Risse, sollten durch Versuche mit liegenden Verbunddübeln in UHPC-Elementen verifiziert werden.



Abbildung 2.25: Darstellung der untersuchten Betondübel [28]

2.3 Alternative Verbindungstechniken

2.3.1 Lokale Krafteinleitung und Verbindung mittels Implantaten

Neben der kontinuierlichen Verbindung von UHPC-Elementen mittels Verbunddübeln gibt es aktuelle Forschungen, die darauf abzielen lokale Verbindungen zu ermöglichen. An der Universität Stuttgart wurden dazu sogenannte Implantate entwickelt [29]. Diese Implantate ermöglichen durch eine Fächerform, die den Spannungstrajektorien im Bauteil folgt, die Einleitung von hohen lokalen Druckbeanspruchungen in sehr dünne UHPC-Bauteile. Die ersten Untersuchungen haben an UHPC-Elementen mit Dicken von 20 mm stattgefunden. Eine Demontage der Implantatverbindungen ist genauso möglich wie bei den Verbunddübeln und die Entwicklung dieser lokalen Fügungsmethode stellt daher eine Ergänzung zum Anwendungsspektrum der Verbunddübeln als kontinuierliches Verbundmittel dar [29].

2.3.2 Fügen von UHPC-Bauteilen mit Epoxidharz

Kalthärtende Epoxidharzklebstoffe, d.h. im Normalklima aushärtende EP-Klebstoffe, finden in verschiedenen Bereichen des Massivbaus Anwendung. EP-Klebstoffe zeichnen sich durch eine im Normalklima hohe Schub-, Zug- und Druckfestigkeit und – bei entsprechender Vorbehandlung der Klebefläche – eine hohe Adhäsionsfestigkeit aus. EP-Klebstoffe zählen zu den Polymerwerkstoffen, also Kunststoffen, genauer gesagt zu den Duroplasten. Die Eigenschaften von Polymerwerkstoffen hängen in hohem Maße von der Temperatur, der Zeit, der Höhe und Art der Belastung und den medialen Umgebungsbedingungen ab [30].

Der Werkstoff entsteht erst während der Verarbeitung aus zwei Komponenten. EP-Klebstoffe gehören dabei zu den kalthärtenden Duroplasten, die bereits bei Raumtemperatur er härten. Gemäß [30] wird durch eine Härtung bei Raumtemperatur jedoch meist keine vollständige Aushärtung erreicht. Eine Nachhärtung von kalthärtenden Duroplasten bei höheren Temperaturen ist allerdings möglich.

Bei tiefen Temperaturen und Raumtemperatur sind Duroplaste amorph. Der Zustand bei Raum- und tiefen Temperaturen wird als Glaszustand und der zugehörige Temperaturbereich wird als energieelastischer Bereich bezeichnet, da das Verformungsverhalten der Duroplaste in diesem Bereich mit dem Hookeschen Gesetz beschrieben werden kann [30]. Die mechanischen Eigenschaften der Duroplaste zeigen im energieelastischen Bereich nur eine sehr geringe Abhängigkeit von der Umgebungstemperatur. Mit dem Erreichen des sogenannten Glasübergangsbereiches setzen die thermisch induzierten sogenannten mikrobrownschen Bewegungen der Molekülstruktur ein. Diese werden mit zunehmender Temperatur stärker [31]. Mit dieser Änderung der Molekülstruktur bei zunehmender Temperatur geht ein Abfall der mechanischen Eigenschaften einher. Die Glasübergangstemperatur (T_G) liegt dabei in etwa mittig im Glasübergangsbereich [30].

Die Temperatur, bei der sich die mechanischen Eigenschaften am stärksten ändern, fällt in etwa mit der Glasübergangstemperatur T_G zusammen (vgl. [32] und Abbildung 2.26).

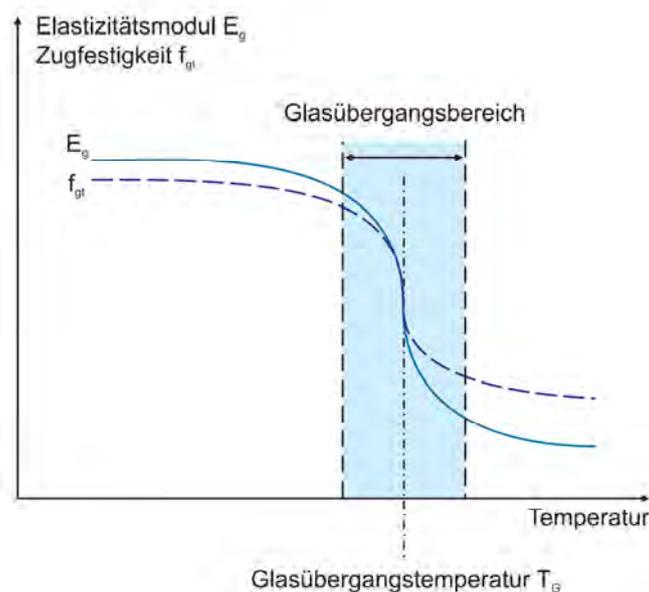


Abbildung 2.26: Abfall der mechanischen Eigenschaften im Glasübergangsbereich (vgl. [32])

Bei der Verwendung von EP-Klebstoffen für tragfähige Verklebungen muss daher ein konstruktiv nutzbarer Bereich, d.h. thermische Einsatzgrenzen, festgelegt werden. Gemäß [33] ist die Festlegung der Glasübergangstemperatur T_G als thermische Einsatzgrenze von EP-Klebstoffen nicht sinnvoll, da ein Erweichen des Klebstoffs schon bei Erreichen des Glasübergangsbereiches einsetzt. Vielmehr muss die thermische Einsatzgrenze nach DIN 65583 (1999) unterhalb des Beginns des Glasübergangsbereiches liegen.

Nach [33] ist die Glasübergangstemperatur T_G von der Härtungstemperatur des EP-Klebstoffs abhängig. In [33] zeigt sich für den kalthärtenden EP-Klebstoff, dass bei einer niedrigen Härtungs-

temperatur von 8 °C die Glasübergangstemperatur des EP-Klebstoffs selbst nach einer Härtungsdauer von einem Monat wesentlich niedriger ist als bei einer Härtung bei Raumtemperatur. Bei einer späteren Erwärmung ist jedoch davon auszugehen, dass sich die Glasübergangstemperatur nochmals erhöhen lässt und eine Nachvernetzung und damit (fast) vollständige Aushärtung erreichen lässt.

In [32] wird darüber hinaus eine Temperaturgrenze unterhalb der Glasübergangstemperatur beschrieben, ab der sich das Kriechen des EP-Klebstoffs überproportional vergrößert. Gleichzeitig tritt eine überproportionale Zunahme des Temperatúrausdehnungskoeffizienten auf [32]. Diese Temperatur wird als dilatometrische Glasübergangstemperatur bezeichnet und liegt bei im Normklima ausgehärteten EP-Klebstoffen ca. 15 – 20 °C unterhalb der Glasübergangstemperatur T_G [32].

Die kalthärtenden EP-Klebstoffe, die zur Verstärkung von Stahlbeton- und Spannbetonbauwerken mittels Klebebewehrung eingesetzt werden, weisen bei Aushärtung im Normklima eine Glasübergangstemperatur T_G von 50 – 55 °C auf. Beim Verkleben und beim Aushärten auf der Baustelle dürfte jedoch in den seltensten Fällen Normklima vorliegen. Die vom Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt) herausgegebenen allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen für die Verstärkungsprodukte sehen eine Mindesttemperatur beim Verkleben und Aushärten des EP-Klebstoffs von 8 °C vor. Unter diesen Aushärtebedingungen dürfte die Glasübergangstemperatur jedoch kleiner als 50 °C sein. Die allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen für geklebte Bewehrung beschränken den Einsatzbereich der Klebebewehrung unter anderem wohl deshalb auf eine maximale Bauteiltemperatur von 45 °C.

Wie oben dargestellt stößt der Einsatz von EP-Klebstoffen für konstruktive und tragfähige Verklebungen auf der Baustelle vor allem bei erhöhten Anforderungen an die thermischen und medialen Umgebungsbedingungen an seine Grenzen. Zudem müssen Einsatzgrenzen für den EP-Klebstoff festgelegt werden bzw. die mechanischen Eigenschaften des EP-Klebstoffs im Grenzbereich in Abhängigkeit der Temperatur, der Belastungsart, -dauer und -höhe sowie der medialen Umgebungsbedingungen definiert werden.

2.3.3 Fügen von UHPC-Bauteilen mit RPC

Beim Reactive Powder Concrete, kurz RPC, handelt es sich um einen hochfesten mineralischen Mörtel, der auf den gleichen Prinzipien wie der Ultrahochleistungsbeton beruht und im Grunde ein sehr feinkörniger UHPC mit einem Größtkorn von 0,3 mm ist. Der RPC zeichnet sich durch Eigenschaften wie seine hohe Festigkeit und den besonders feinkörnigen Zuschlag, als Klebstoff für UHPC-Bauteile aus, wie unter anderem in [34] gezeigt werden konnte.

Der Wasserbindemittelwert w/b des bei Forschungen am Lehrstuhl für Massivbaus verwendeten RPC beträgt 0,19, der Wasserzementwert $w/z = 0,24$. Die Lagerung der Ausgangsstoffe und das Anmischen können im Normklima erfolgen. Die Verarbeitungszeit des RPC beträgt dann ca. 45 Minuten im Normklima.

Bei Schub-Druckversuchen tritt grundsätzlich ein sprödes Adhäsionsversagen der Grenzfläche zwischen UHPC und RPC auf. Daher ist besonders auf eine gute Vorbehandlung der Klebeflächen zu achten. Die besten Ergebnisse zeigen sich bei Oberflächen, die mit festem Strahlgut gestrahlt wurden und die feucht vorbehandelt wurden.

Die Festigkeitsentwicklung des RPC verläuft deutlich langsamer als beim EP-Klebstoff, allerdings liegt die Endfestigkeit beim RPC unter Schub-Druck-Beanspruchung um ca. 30 % höher und wenn das Anmischen und Verkleben korrekt erfolgt sind, besteht nahezu ein monolithischer Verbund, der vollständig unabhängig von äußeren Einflüssen ist [34]. In einem aktuellen Forschungsvorhaben [35] wird neben dem RPC auch handelsüblicher hochfester Vergussmörtel zur Verklebung von UHPC-Bauteilen verwendet und eine optimierte Fugengeometrie angestrebt.

Neben einer reinen Verklebung ist auch eine Verklebung mit zusätzlicher Stabstahlbewehrung. Diese bewehrte Klebefuge basiert auf der grundlegenden Fügetechnik mit UHPC und zusätzlichen Aussparungen, die nachträglich noch einmal mit UHPC vergossen werden [36].

2.3.4 Bewertung der nicht-mechanischen Verbindungstechniken

Bei der Verbindung von zwei im Fertigteilwerk hergestellten UHPC-Elementen werden derzeit in der Regel die oben beschriebenen Fügeverbindungen mit und ohne Bewehrung vorgesehen. Zum einen kann eine Verklebung mit EP-Klebstoffen erfolgen (siehe z.B. [37]) oder mit dem RPC-Klebstoff in bewehrter oder unbewehrter Ausführungsart [35], [36].

Beiden Methoden ist gemein, dass sie bei der Verarbeitung einer großen Sorgfalt bedürfen und es daher bei der Anwendung auf der Baustelle erhöhte Anforderungen gibt. Beim Fügen mittels RPC-Klebstoff ist zu beachten, dass es sich um einen sehr feinkörnigen UHPC handelt, der die gleichen oder sogar höhere Ansprüche an die Qualität der Mischung und der Verarbeitung des frischen Betons stellt, wie das eigentliche Bauteil selber. Die Herstellung der Klebefuge ist daher genau wie bei der Verwendung eines EP-Klebstoffes aufgrund von Witterungseinflüssen fehleranfällig. Beim EP-Klebstoff können Probleme bei erhöhten Temperaturen auftreten und die Klebefläche muss absolut trocken sein. Wird RPC verwendet, dann ist die Altbetonoberfläche anzufeuchten und das Anmischen des Mörtels verlangt eine hohe Genauigkeit an die Dosierungen und ist daher problematisch.

Gegenüber Verbunddübelleisten (und Implantaten) besteht der wichtigste Nachteil aber darin, dass es nach der Montage, also der Verklebung, keine einfache Möglichkeit zur Trennung von zwei Bauteilen gibt. Die Verbindung mit Verbunddübelleisten und Schrauben, aber auch mit Schweißnähten, lässt sich nach der Montage ohne Beschädigung der einzelnen Elemente lösen. Dies führt zu einer erhöhten Flexibilität und Nachhaltigkeit. Zusätzlich ist bei der Verwendung von Verbunddübelleisten die Verbindung mit Betonelementen (bspw. mit einbetonierten Gewindestangen) sowie mit Stahlbauelementen möglich, was bei den anderen Fügetechniken teilweise nur eingeschränkt denkbar ist. Unter Berücksichtigung dieser Kriterien wird für die Untersuchungen in den folgenden Kapiteln nur noch die Verbunddübelleiste als Verbindungselement berücksichtigt.

3 Konstruktion der Wandelemente vor dem Hintergrund baupraktischer Anforderungen

3.1 Anwendungsgebiete

Im Hinblick auf den Einsatz von UHPC-Wandelementen in der Baupraxis ist es zunächst notwendig sinnvolle Anwendungsgebiete zu identifizieren. Je nach Bauaufgabe werden dabei jeweils unterschiedliche Aspekte maßgebend für den Entwurf. Großen Einfluss auf den Entwurf haben im Allgemeinen der Herstell- und Montageprozess, statische-konstruktive sowie nutzungsrelevante Aspekte, die die Bauphysik und den weiteren Gebäudeausbau betreffen. Diese Entwurfsparameter wurden im Rahmen des Forschungsprojektes für drei mögliche Anwendungsgebiete betrachtet:

- Aufstockung von Bestandsgebäuden
- Neubau von Wohn- und Geschäftsgebäuden
- Industriebau

Aufstockung von Bestandsgebäuden

Als ein Anwendungsgebiet für Wandelemente aus UHPC wurde die Aufstockung von historischen Geschoßbauten angedacht. Die Wandelemente belasten die bestehende Gebäudestruktur mit geringeren Eigenlasten als konventionelle Stahlbetonwände. Diese Eigenschaft kommt bei den komplexen Anforderungen, die beim Bauen im Bestand entstehen, zur Geltung. Im Bestand ist es sehr günstig die Belastung auf die Außenwände des Gebäudes abzutragen. Deshalb sind weitspannende Tragstrukturen notwendig. Durch den hohen Vorfertigungsgrad der Wandelemente ist es zudem möglich sehr kurze Bauzeiten zu erzielen. Dies ist gerade bei beengten Verhältnissen in städtischen Ballungsbereichen wünschenswert, um Verkehrsbehinderungen durch Baumaßnahmen so gering wie möglich zu halten.

Neubau von Wohn- und Geschäftsgebäuden

Generell ist die oben beschriebene Bauweise auch für den Neubau von Wohn- und Geschäftsgebäuden geeignet. Der schnelle Baufortschritt der Fertigteilbauweise gilt hier ebenso. Durch die Abstimmung des Einsatzes der Wandelemente in Kombination mit anderen modularen Bausystemen für die Geschoßdecken, kann der Baufortschritt zusätzlich optimiert werden. In diesem Zusammenhang ist sowohl der Einsatz bestehender Verbund- als auch Massivbaudeckensysteme in Fertig- bzw. Teilfertigbauweise denkbar. Die Fertigteilbauweise geht allerdings mit einem erhöhten baubetrieblichen Planungsaufwand und einer entsprechenden Qualitätskontrolle in der Vorfertigung einher.

Industriebau

Ebenso können die Wandelemente als Tragsysteme für mehrstöckige Industriehallen eingesetzt werden. Bei einer Fügung der Elemente mit Schraubenverbindungen sind auch demontierbare Gebäudehüllen einfach zu bewerkstelligen. Die für Wohn- und Geschäftsgebäude getroffenen Aussa-

gen gelten für diese Bauaufgaben ebenso. Da im Industriebau die statisch-konstruktiven und bauphysikalischen Anforderungen stärker variieren als im übrigen Hochbau, ist es sinnvoll die Wandelemente anwendungsgerecht zu entwerfen. Dies kann beispielsweise bedeuten, dass auf eine werkseitige Wärmedämmung verzichtet werden kann oder die Wandscheiben mit einer erhöhten Wandstärke ausgebildet werden. Ebenso sind im Industriebau Anwendungen der Wandelemente denkbar in denen keine großen Öffnungen zur Begehung oder Belichtung vorgesehen werden.

3.2 Konstruktion der Wandelemente

Unter Berücksichtigung der im Vorhinein definierten Anforderung wurde exemplarisch ein Wandelement für die Anwendung bei Wohn- und Geschäftsgebäuden entwickelt. Die entwickelte Lösung wird im Folgenden dargestellt und erläutert. Die im Rahmen des Forschungsprojekts definierten Anforderungen an die Wandelemente sind unter Kapitel 3.3.6 beschrieben.

Das Hauptbauteil der Wandelemente bildet eine maximal 6 cm dicke UHPC Scheibe, die an den Rändern jeweils von einer Verbunddübelleiste mit Flansch gesäumt ist. Die Betonscheiben und Stahlflansche sind durch Verbunddübel schubfest miteinander verbunden. Der Schubverbund erfolgt über die Schnittgeometrie der Verbunddübel.

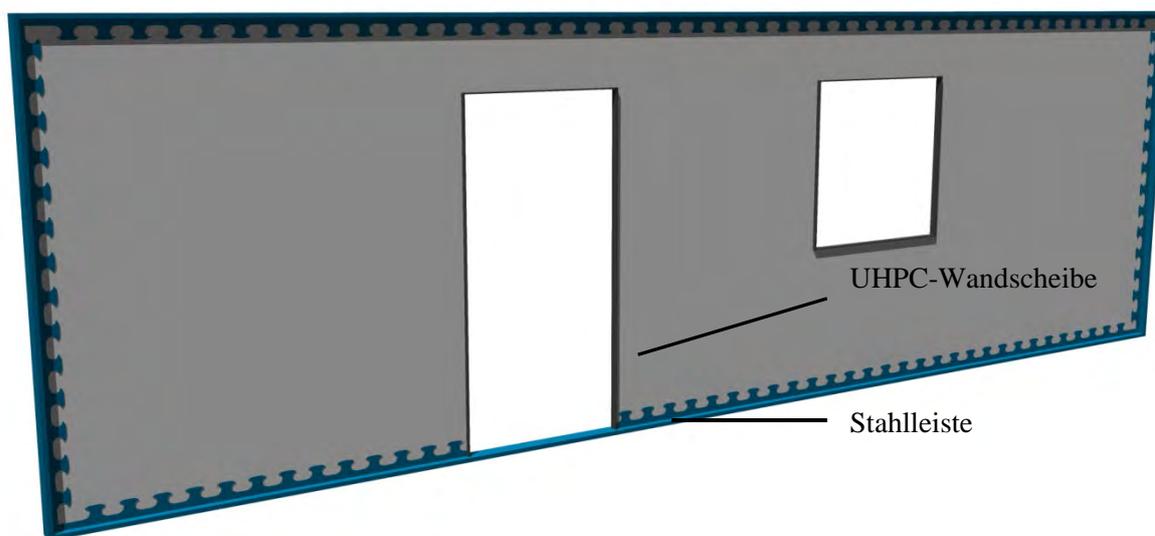


Abbildung 3.1: Prinzip der Wandscheibe

Ein alternatives Konstruktionsprinzip mit gekanteten Blechen an den Elementrandbereichen (vgl. Abbildung 3.2) hat sich in der Herstellung als problematisch erwiesen. Die Säumung der Randbereiche mit Schweiß- oder Walzprofilen erweist sich als konstruktiv günstige Lösung.

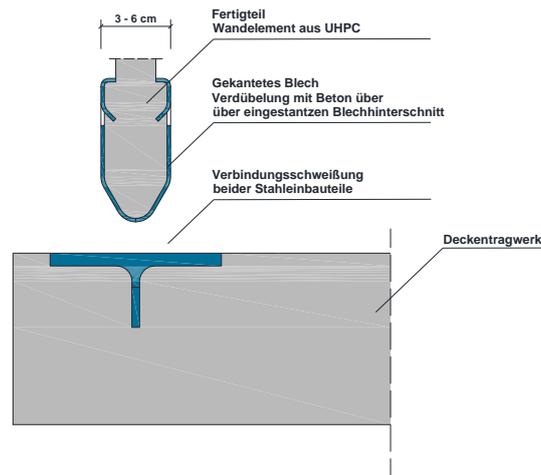
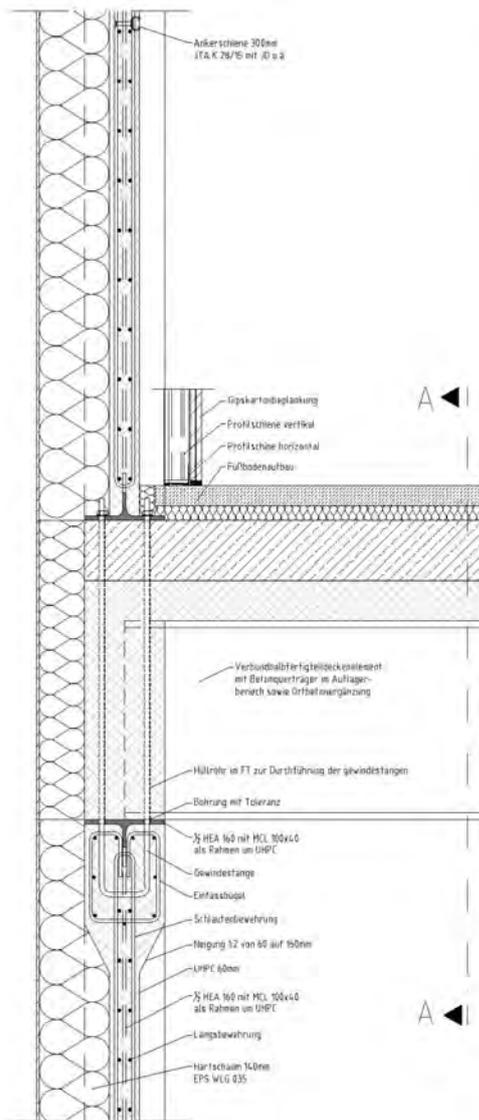


Abbildung 3.2: Denkbare Anschluss dünnwandiger Wandelemente an Betondecken

Der Lastabtrag im scheibenartigen Element erfolgt über einen Druckbogen im UHPC. Dem Stahlprofil im Fußbereich werden die Zugspannungen zugewiesen. Die großen Festigkeiten, die der UHPC bietet, ermöglichen es, die Elemente mit Dicken von 40 bis 60 mm auszuführen. Die Druckfestigkeit des Betons wird bei den Vertikallasten, die für gewöhnlich im Hochbau auftreten, nicht erreicht. Die Biegesteifigkeit der Wandelemente ist groß genug, um Spannweiten im Bereich von 20 m zu überbrücken und die Lasten auf die Außenwände abzutragen. Für ein Wandelement ohne Öffnungen ergeben sich unter quasi-ständigen Lasten Durchbiegungen im Bereich von $1/600$. In die UHPC-Scheiben werden bereits werkseitig Ankerschienen eingelassen, diese sind für den späteren Ausbau erforderlich. Planmäßig wird eine Leichtbauwand aus Gipskartonplatten als Vorsatzschale ausgebildet. Die Führung von Leitungen der Gebäudetechnik erfolgt im Zwischenraum. Ebenso können die Wandscheiben bereits im Werk mit einer entsprechenden Wärmedämmung versehen werden. In der entworfenen Lösung (siehe Abbildung 3.3) wird ein Wärmedämmverbundsystem vollflächig auf die Wandscheiben aufgeklebt. In dieser Form können die Bauelemente auf der Baustelle weiter verarbeitet werden. Über die Verbunddübelleisten der Stahlprofile, die die Wandelemente beranden werden Längsschubkräfte in die Stahlprofile eingeleitet. Zudem ist bei der Konstruktion der Scheibenrandbereiche zu beachten, dass an diesen Stellen die Elemente an andere tragende Bauteile angeschlossen werden. Durch die Verwendung von Stahlprofilen im Fußbereich der Wandelemente ist es möglich, die Wandelemente mit anderen Bauteilen zu verschweißen, zu verschrauben oder durch angeschweißte Bleche stahlbaugerechte Anschlüsse zu ermöglichen. So können die Stahlprofile untereinander mittels Gewindestangen, teilweise unter Zuhilfenahme von Ankerhülsen, verschraubt werden. Dies ist in Abbildung 3.3 dargestellt. Diese Konstruktion wurde für das Anwendungsgebiet „Neubau von Wohn- und Geschäftsgebäuden“ entwickelt. Die vorgesehenen Verbunddecken werden bei dieser Lösung von einem Randträger der als Betonfertigteil ausgebildet wird begrenzt, dadurch wird eine kontinuierliche Auflagerung der Deckenelemente mit gleichzeitiger raumabschließender Funktion ermöglicht.



Schnitt A-A

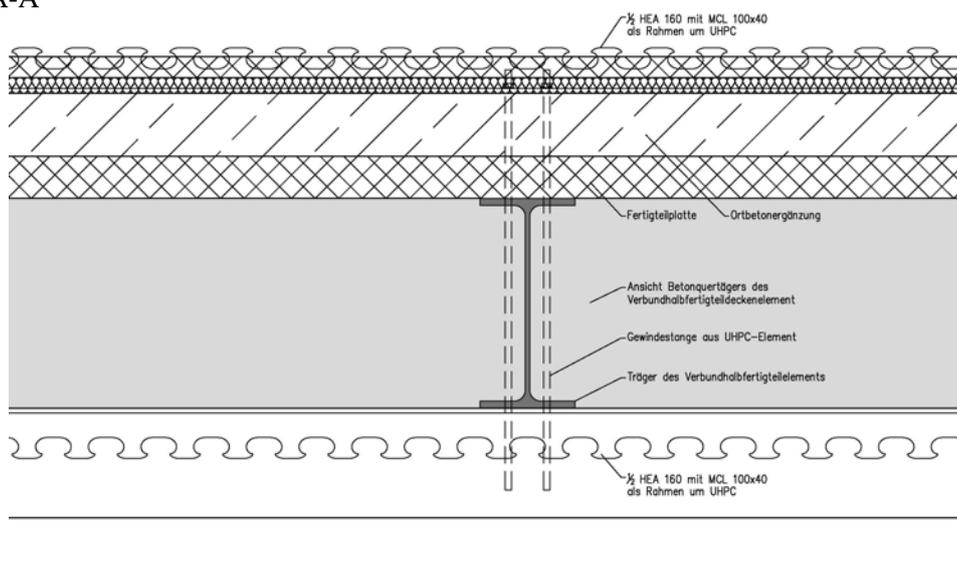


Abbildung 3.3: Ausbildung der Wandscheiben bei einem Neubau mit Anschluss an eine Verbunddecke und Randträger

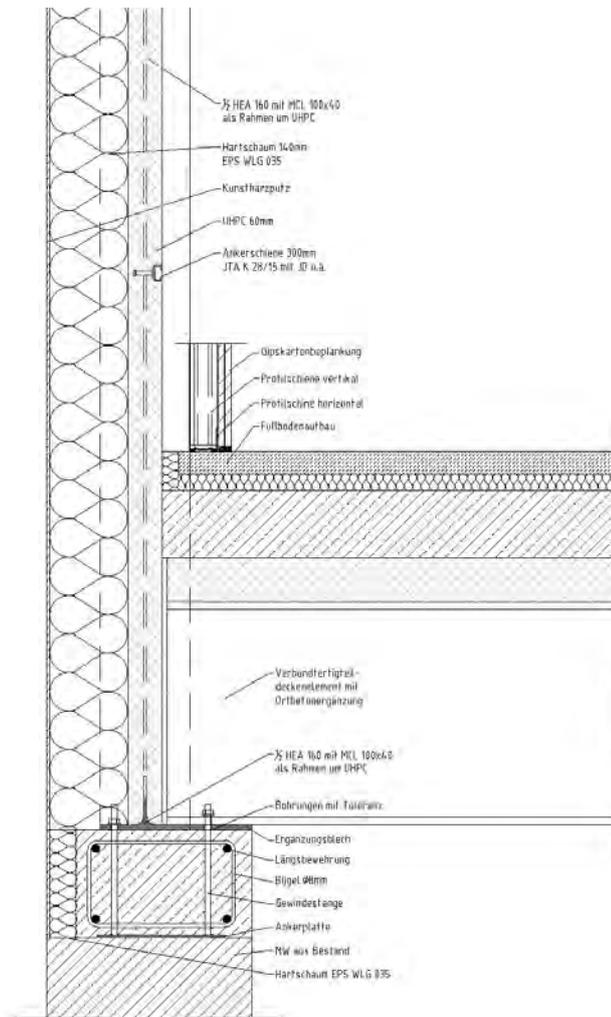


Abbildung 3.4: Ausbildung der Wandscheiben bei einem Bestandsgebäude mit Ringanker

Beim Einsatz der Wandscheiben im Bestand sollte die Ausbildung eines Ringankers zur Aufnahme der Horizontallasten berücksichtigt werden (vgl. Abbildung 3.4). Dieser dient gleichzeitig als Auflagerbereich der Wandscheiben. Der Anschluss der Wände kann ebenfalls über einen Schraubanschluss erfolgen. Hierzu werden in den Flanschen der Stahlprofile Langlöcher gebohrt, um in den Ringanker eingelassene Gewindestangen einfädeln und kontern zu können.

3.3 Baupraktische Spezifikationen

Als Basis für den Entwurf und die Dimensionierung werden Anforderungen an die Wandelemente vor dem Hintergrund der jeweiligen Anwendungsgebiete definiert. Dies erfolgt, um die besonderen Merkmale der entwickelten Wandelemente, speziell die Verbunddübelleisten und die dünnen Wandscheiben, dimensionieren und fachgerecht konstruieren zu können. Dabei werden die in Kapitel 3.1 definierten Anwendungsgebiete berücksichtigt. Um konkrete Zahlenwerte für die Dimensionierung zu erhalten, wurden diese, falls ortsabhängig, für die Schneelastzone 2 und die Windzone 2 entsprechend des Eurocode und der entsprechenden Nationalen Anwendungsdokumente bestimmt.

3.3.1 Lastannahmen

Ständige Einwirkungen

Zur Ermittlung der ständigen Einwirkungen werden die Eigenlasten der Wand- und Deckenkonstruktionen sowie die Ausbaulasten in Rechnung gestellt. Bei einer angenommenen Wandhöhe von 3,30 m und einer Wanddicke von 0,06 m ergibt sich das Eigengewicht der Wandelemente zu 0,5 t/m. Für die Deckenkonstruktion inklusive Ausbaulasten wird in Anlehnung an eine Beispielmessung aus dem Stahlbaukalender 2010 [38] eine charakteristische Flächenlast von $g_1 = 16,7/2,5 = 6,7 \text{ kN/m}^2$ angenommen.

Veränderliche Einwirkungen - Nutzlasten

Für das Anwendungsgebiet „Aufstockung historischer Geschößbauten“ werden Lastannahmen entsprechend der üblich angenommenen Einwirkungen für Wohn- und Geschäftsgebäude zu Grunde gelegt. Diese Einwirkungen werden in der DIN EN 1991-1-1/NA abhängig von der Nutzungskategorie definiert. Für das hier betrachtete Anwendungsgebiet werden die Kategorien A (Wohnflächen) und Kategorie B (Büroflächen) gewählt. Dementsprechend ergeben sich relevante Deckenlasten von $q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$ (Kategorie A) bzw. $q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$ (Kategorie B). Hinsichtlich der Nutzung der Aufstockung als Verkaufsfläche ergeben sich, je nach Art der gewerblichen Nutzung, Nutzlasten für die Geschößdecken im Bereich von $2,0 \text{ kN/m}^2$ bis $7,5 \text{ kN/m}^2$. Für die Nutzung als industrielle Lagerfläche definiert die Norm Nutzlasten von $q_k = 7,5 \text{ kN/m}^2$.

Veränderliche Einwirkungen - Schneelasten

Die Schneelast auf dem Dach wird in Anlehnung an DIN EN 1991-1-3/NA definiert. Es wird Schneelastzone II ($s_k = 0,85 \text{ kN/m}^2$, $\mu = 0,8$) gewählt, somit ergibt sich $s_1 = \mu \cdot s_k = 0,68 \text{ kN/m}^2$ als Wert zur Berücksichtigung der Schneelast auf dem Dach. Lokale Effekte wie z.B. eine Schneesackbildung sind bei der globalen Bemessung der Wandscheiben vernachlässigbar.

Veränderliche Einwirkungen - Windlasten

Die Windlast wird in Anlehnung an DIN EN 1991-1-4/NA definiert. Es wird von einer Wandfassade in Windrichtung mit einer Länge von 20 m und einer Geschößhöhe von 3,30 m ausgegangen, die vom Wind angeströmte Wand hat eine Länge größer 6 m. Als Winddruck auf die Fassadenfläche ergibt sich ein Wert von $w_{c,D} = 1,10 \text{ kN/m}^2$, als Spitzenwert für den Windsog ergibt sich $w_{c,S} = -1,54 \text{ kN/m}^2$.

3.3.2 Beanspruchungen in der Verbunddübelleiste

Vertikale Bemessungslast

Aus den gemachten Lastannahmen lassen sich exemplarisch die auftretenden Belastungen der Wandscheiben in der Praxis ableiten. Dafür wird eine Deckenspannweite von 8 m zu Grunde gelegt und für ein 4 geschössiges Gebäude im Industriebereich die Bemessungslasten bestimmt. Da es sich um eine überschlägige Bemessung handelt, wird für Volllast in allen Geschossen bemessen und auf eine Abminderung der Nutzlasten mit Kombinationsbeiwerten verzichtet.

Eigengewicht:	Wandscheibe	$g_0 = 5,0 \text{ kN/m}$
	Deckenkonstruktion $6,8 \cdot 8/2$	$g_1 = 27,2 \text{ kN/m}$
Verkehrslast:	Schnee $0,68 \cdot 8/2$	$s_1 = 2,7 \text{ kN/m}$
	Geschoß Nutzlast $7,5 \cdot 8/2$	$q_1 = 30,0 \text{ kN/m}$

Die charakteristische, vertikale Last für die unterste Wandscheibe im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ergibt sich zu:

$$(g+q)_k = 5,0 \cdot 4 + 27,2 \cdot 4 + 2,7 + 30 \cdot 3 = 221,5 \text{ kN/m}$$

Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit ergibt sich die vertikale Bemessungslast zu:

$$(g+q)_d = 1,35 \cdot (5,0 \cdot 4 + 27,2 \cdot 4) + 1,5 \cdot (2,7 + 30 \cdot 3) = 313,0 \text{ kN/m}$$

Schubbeanspruchung

Zur Bemessung der Verbunddübelleisten nach [26] ist der vorherrschende Schubfluß im Dübelgrund, das relevante Kriterium auf der Einwirkungsseite. Für ein Wandelement mit 12,00 m Spannweite ergibt sich mit der Bemessungslast im GZT ein maximaler globaler Schubfluss von $T = 116 \text{ kN/m}$.

Zusätzlich gilt es den Schubfluss im Öffnungsbereich eines Wandelements zu betrachten. Für eine mittige Öffnung von 2,00 m x 2,00 m ergeben sich maximale Schubflüsse im Bereich $T = 400 \text{ kN/m}$.

Zusätzliche Beanspruchungen der Verbunddübelleiste

Werden andere Bauteile im Bereich der Stahlprofile der Wandelemente aufgelagert, können die Verbunddübelleisten auf Herausziehen beansprucht werden. Dieser Effekt ist Gegenstand eines laufenden Forschungsprojekts am Lehrstuhl für Metallbau der TU München. Mit einer entsprechenden Bewehrungsführung und etwaigen weiteren konstruktiven Maßnahmen bei der Anschlusskonstruktion, lässt sich ausschließen, dass diese Beanspruchung maßgebend für die Bemessung der Verbunddübelleiste wird.

3.3.3 Beanspruchung der Wandscheiben

Die Beulsteifigkeit der Konstruktion ist abhängig von der Anzahl und Größe der Öffnungen im Wandelement. Die Lage und Größe der Öffnungen sind abhängig von der jeweiligen Bauaufgabe. Es ist wünschenswert, mögliche Öffnungsgrößen und Öffnungsbereiche im Vorfeld zu definieren, um den Planungsprozess zu erleichtern. Die Definition möglicher Parameter erfolgt auf Basis numerischer Untersuchungen verschiedener Wandscheiben. Konstruktiv kann durch eine Säumung der Öffnungen mit Stahlprofilen die Beulsteifigkeit in kritischen Fällen deutlich erhöht werden. In Abbildung 3.5 werden die Beulformen für ein beispielhaftes Element (Abmessungen 3 x 10 m) mittels einfacher FE-Berechnungen überschlägig verglichen. Die Beulschlankheit λ ist für die gesäumte Variante um ca. 20 % erhöht. Die Größe möglicher Öffnungen in den Wandelementen sollte den Einbau gängiger Fenster und Türen ermöglichen. Für die Konstruktion werden dementspre-

chend Öffnungen von 1,20 m Breite und 2,00 m Höhe angestrebt. Die Größe und Verteilung der Öffnungen im Wandelement ist jedoch projektbezogen, durch einen entsprechenden statischen Nachweis zu prüfen.

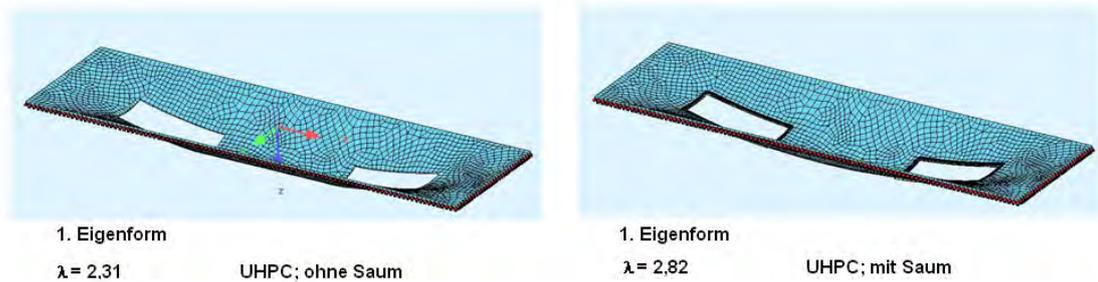


Abbildung 3.5: Vergleich der 1. Beulform für ein Wandelement mit nicht gesäumten und gesäumten Öffnungen

3.3.4 Konstruktive Randbedingungen

Die Aufnahme der Querkzugbeanspruchungen aus der Übertragung der Verbundkraft erfolgt über die Betonzugfestigkeit. Alternativ kann eine Querbewehrung im Betondübel verwendet werden, die in Kapitel 4.2 beschrieben wird. Um diese konstruktiv auszubilden ist eine Verdickung der Wandelemente nicht zwingend erforderlich. Konstruktiv könnte eine Aufdickung der Elemente im Fuß- und Kopfbereich jedoch sinnvoll sein, wenn da das Stahlprofil bei Verwendung von Walzträgern in diesen Bereichen Dicken von 10 bis 16 cm besitzen kann. Bei einer Aufdickung könnte zusätzliche Bewehrung eingebaut und damit ein robusteres Bauteilverhalten erzielt werden. Die notwendigen Abmessungen sind konstruktiv zu ermitteln und der Übergang vom Normalbereich zum verbreiterten Bereich ist auszurunden, um Spannungsspitzen zu vermeiden.

Die Verwendung von Stahlleisten ermöglicht die prinzipielle Fügung der Wandelemente mit gängigen Verbindungsmitteln des Stahlbaus. Dies ist vor allem für den Anschluss an andere Bauteile beim Bauen im Bestand interessant, da auf diese Weise keine Feuchtigkeit in das Gebäude eingetragen wird, entfallen etwaige Trocknungszeiten, das Gebäude ist somit direkt beziehbar. Darüber hinaus ist aber auch ein Verguss auf der Baustelle möglich.

Die Zugrundelegung der üblichen Betondeckungen nach Eurocode ist bei der Verwendung von Ultrahochleistungsbeton nicht zielführend, da die hohe Gefügedichtigkeit des Werkstoffs nicht mit der von Normalbeton zu vergleichen ist und daher deutlich geringere Betondeckungen erforderlich sind.

3.3.5 Bauphysikalische Anforderungen

Die bauphysikalischen Anforderungen an die Wandelemente unterscheiden sich nicht von denen bei konventionellen Fertigteilbauweisen. Die vorliegenden technischen Lösungen können daher für die Wandelemente aus UHPC adaptiert werden.

Wärmeschutz

Im Falle des Einsatzes der Wandelemente im Fassadenbereich ist eine Wärmedämmung der Wandelemente erforderlich, was bereits bei der Fertigung im Werk erfolgen sollte. Die Wandelemente können dort unter kontrollierten Bedingungen großflächig mit Dämmelementen versehen werden. Es ist sowohl denkbar die Dämmelemente aufzukleben oder über einbetonierte Elementanker zu befestigen. Die Art der Befestigung hängt vom verwendeten Dämmsystem ab. Auf der Baustelle müssen dann lediglich Stoß- und andere Sonderbereiche ergänzend gedämmt werden.

Die Anforderungen an den Wärmeschutz werden maßgeblich in der Energiesparverordnung EnEV definiert. Für die Entwicklung der Konstruktion wird auf dieser Basis ein U-Wert von $U = 0,28 \text{ W/m}^2\text{K}$ zu Grunde gelegt. Dieser wurde entsprechend für Außenbauteile von Nichtwohngebäuden auf Basis der ENEC 2014 gewählt.

Schallschutz

Der Einsatz der Wandelemente erfolgt zumindest teilweise als Außenwand. Die Anforderungen an die Luftschalldämmung von Außenbauteilen werden in DIN 4109 definiert. Die dortige Einordnung erfolgt in sieben Lärmpegelbereiche. Abhängig vom maßgeblichen Außenlärmpegel und der jeweiligen Raumart, wird ein erforderliches Luftschalldämmmaß R_w festgelegt. Die flächenbezogene Masse der Wandelemente beträgt bei einer Wandstärke von 6 cm ca. $m = 150 \text{ kg/m}^2$. Nach DIN 4109 ergibt sich aus dem alleinigen Ansatz dieser Masse ein Bau-Schalldämm-Maß $R_{w,R} = 41 \text{ dB(A)}$, unter zusätzlichem Ansatz der Vorsatzschale erhöht sich dieses auf $R_{w,R} = 48 \text{ dB(A)}$. In Bezug auf die DIN 4109, Tabelle 8 ist somit ohne zusätzliche Maßnahmen für Aufenthaltsräume in Wohnungen ein Einsatz im Lärmpegelbereich V (Maßgeblicher Außenlärmpegel: 71-75 dB(A)) und für Büroräume im Lärmpegelbereich VI (75 – 80 dB(A)) möglich.

Brandschutz

Für den Brandschutz von Wänden, Pfeilern und Stützen von Gebäuden werden in den Landesbauordnungen Brandschutzklassen definiert. Die Mindestanforderung an die Brandwiderstandsdauer für tragende Wände in Wohn- und Geschäftsgebäuden nicht geringer Höhe beläuft sich dabei in der Regel auf 90 Minuten.

Im Rahmen des Forschungsprojektes waren keine Brandversuche vorgesehen, auf deren Grundlage konkrete Aussagen zum Brandverhalten und den entsprechenden Schutzmaßnahmen der Wandelemente möglich wären. Generell lässt sich jedoch bzgl. des Brandschutzes folgendes feststellen. Durch die in der Konstruktion vorgesehene Vorsatzschale wird der Brandwiderstand der Wandelemente grundsätzlich positiv beeinflusst. Um das Abplatzverhalten des Hochleistungsbetons unter Brandeinwirkung positiv zu beeinflussen, ist es weiterhin möglich Kunststofffasern (PP-Fasern) im Bereich von 1,0 - 2,5 Vol.-% bei der Betonrezeptur zu berücksichtigen. Für die Stahlprofile besteht, falls nötig, die Möglichkeit den Brandwiderstand mit Brandschutzsystemen wie z.B. Dämmschichtbildnern zu erhöhen.

Technische Gebäudeausrüstung

In die Wandscheiben werden planmäßig Ankerschienen einbetoniert. An diesen kann eine Vorsatzschale befestigt werden. Der entstehende Zwischenraum dient der Leitungsführung, die Vorsatzschale bildet den Raumabschluss und kann auf der Baustelle konventionell bspw. aus Gipskarton

hergestellt werden. Dies ist ebenfalls aus brandschutztechnischen Gründen wünschenswert, da so bei einem Feuer im Bereich der Nutzflächen des Gebäudes die Wandscheiben keiner direkten Beflammung ausgesetzt sind.

3.3.6 Anforderungskatalog

Die in diesem Kapitel beschriebenen Anforderungen werden in einem Anforderungskatalog zusammengefasst.

Tabelle 3.1: Anforderung nach Anwendungsgebiet

	Aufstockung im Bestand	Wohn- und Geschäftsgebäude	Industriebau
Nutzlasten	$q_k = 2-3 \text{ kN/m}^2$	$q_k = 2-5 \text{ kN/m}^2$	$q_k = \text{bis } 7,5 \text{ kN/m}^2$
Wärmeschutz	$U = 0,28 \text{ W/m}^2\text{K}$	$U = 0,28 \text{ W/m}^2\text{K}$	$U = 0,28 \text{ W/m}^2\text{K}$
Schallschutz	Lärmpegelbereich V	Lärmpegelbereich VI	Projektspezifisch
Öffnungsmaße	1,20 m x 2,00 m	1,20 m x 2,00 m	1,20 m x 2,00 m
Brandschutz	F 90 AB	F 90 AB	F 90 AB

3.4 Anwendungsbeispiel: Aufstockung einer historischen Zigarrenfabrik

Der Einsatz der Wandelemente wird für die Aufstockung eines Bestandsgebäudes beispielhaft gezeigt, dazu wird für die bereits ausgeführte Sanierung eines fünfstöckigen Fabrikgebäudes in Berlin eine alternative Lösung mit UHPC-Wandelementen und einem inversen Verbunddeckensystem entworfen (vgl. Abbildung 3.6).

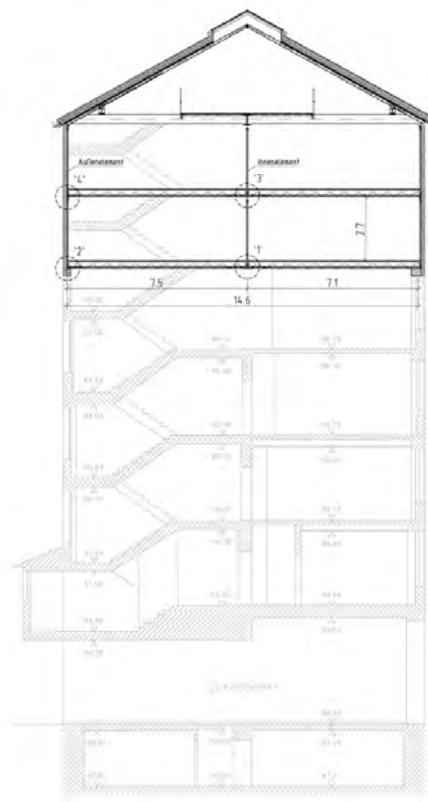


Abbildung 3.6: Alternativentwurf für die Aufstockung eines 5-stöckigen Bestandsgebäudes im Schnitt

Das Gebäude der alten Tabakfabrik wurde 1910 erbaut und hat seitdem zahlreiche Umnutzungen erlebt. Die Bausubstanz hat insbesondere in den letzten 50 Jahren besonders gelitten, dementsprechend ergab sich die Notwendigkeit, den Dachstuhl und die zwei oberen Etagen zu erneuern. Tatsächlich ausgeführt wurde eine Stahlbaukonstruktion [39].

Für den Alternativentwurf mit UHPC Wandscheiben wird die Tragkonstruktion der Außenwände (ausgemauertes Stahlskelett) als tragend angenommen. Aufgrund der hallenartigen Innenräume ergeben sich Spannweiten von bis zu 22,50 m, die es zu überbrücken gilt. Im Alternativentwurf kommen dafür Wandelemente an zwei Außenfassaden und in der Mittelachse zum Einsatz. Die statische Funktion der 3 m hohen Wandelemente besteht darin, als wandartige Träger die Vertikallasten unterstützungsfrei zu den Außenwänden zu leiten. Für die Decken, die zwischen den wandartigen Träger verlegt werden, ergeben sich aus der Anordnung der Wände Spannweiten von 7,50 m (vgl. Abbildung 3.7).

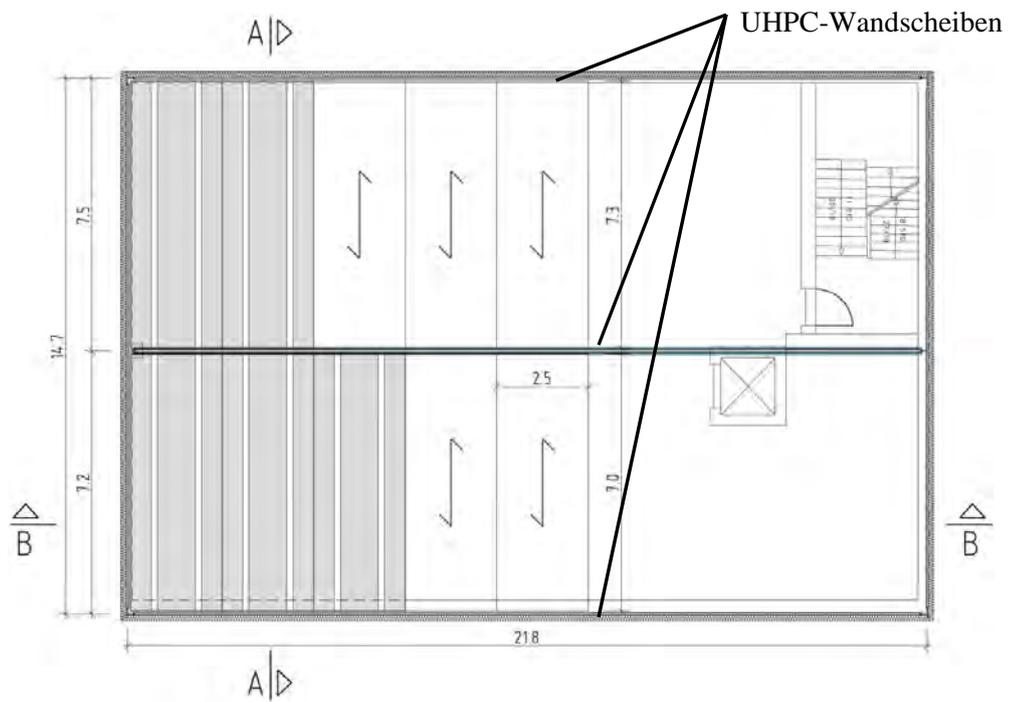


Abbildung 3.7: Deckenuntersicht für den alternativen Entwurf mit UHPC-Wandscheiben

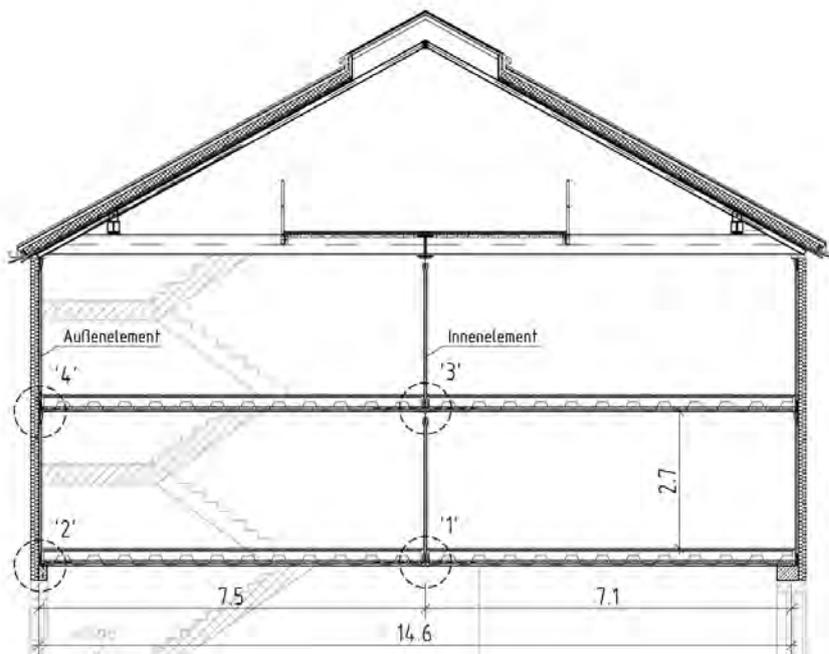


Abbildung 3.8: Schnitt A-A für den alternativen Entwurf

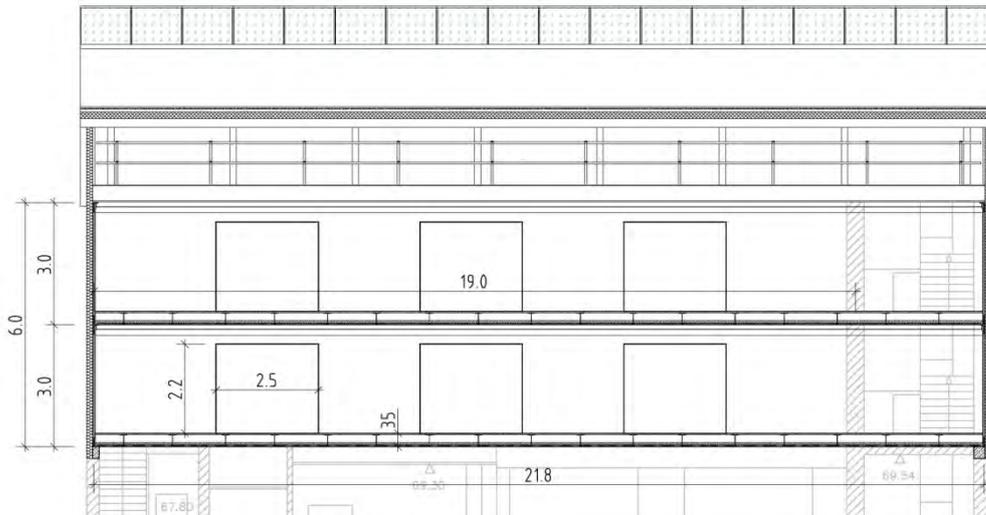
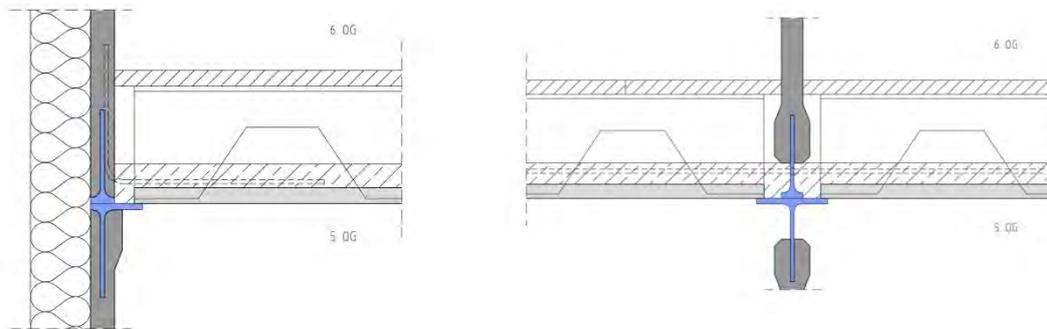
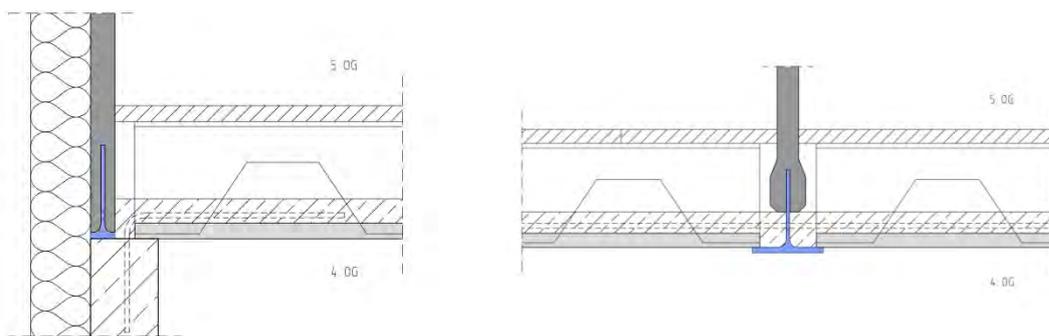


Abbildung 3.9: Schnitt B-B für den alternativen Entwurf



Detail 1: Stoß der Zwischendecke mit 2 Außen-
elementen

Detail 2: Stoß der Zwischendecke mit 2 Innenelementen



Detail 3: Stoß der Zwischendecke mit Wan-
delement und Ringbalken

Detail 4 Stoß Zwischendecke mit Wandelement

Abbildung 3.10: Details der Anschlusspunkte für den alternativen Entwurf

In den Randbereichen der Wandelemente sind halbierte I-Profile mit Verbunddübelleisten in den UHPC eingelassen (vgl. Abbildung 3.10). Entlang dieser Leisten werden die Wandelemente untereinander verschweißt. Der Anschluss an die bestehende Konstruktion erfolgt über Gewindestangen,

die mit Ankerhülsen im Ringanker eingelassen sind. Aufgrund der Lagerung der Deckenelemente auf den Stahlprofilen werden die Verbunddübel auch auf Herausziehen beansprucht, dies wird bei der Bewehrungsführung im UHPC berücksichtigt.

Folgender Bauablauf liegt dem Entwurf zugrunde:

- Abbrucharbeiten
- Herstellen eines Ringankers
- Montage der Wandscheiben (Herstellen 1. Geschoß)
- Montage der Verbunddecken (Herstellen 1. Geschoß)
- Aufbringen Scheibenbeton (Herstellen 1. Geschoß)
- Herstellen 2. Geschoß
- Herstellen der Dachkonstruktion

Für die Montage der Wand- und Deckenelemente wird ein Mobilkran vorgesehen, das Aufbringen des Ortbetons der Verbunddecken kann problemlos mit einer Betonpumpe erfolgen. Für die Auslegung des Mobilkrans sind die Gewichte der Wandelemente (ca. 11 t) maßgebend.

4 Untersuchung von Verbunddübelleisten in dünnen UHPC-Scheiben

4.1 Verbundmittel in UHPC

Die derzeit allgemein zur Anwendung kommenden Verbundmittel lassen sich in punktförmige Verbundmittel (z.B. Kopfbolzen und Implantate) und kontinuierliche Verbundmittel, wie zum Beispiel die Verbunddübelleisten, unterteilen. Für den Einsatz in Ultrahochleistungsbeton sind jedoch nicht alle Verbundmittel gleich gut geeignet. Aufgrund der Forschungsergebnisse zum Trag- und Verformungsverhalten von Kopfbolzen in hochfestem Beton (vgl. [40] und [41]) scheinen diese in hochfestem Beton oder UHPC weniger geeignet zu sein, so dass bisher keine Untersuchungen zum Zusammenwirken von UHPC und Kopfbolzen vorgenommen wurden.

Kontinuierliche Verbundmittel werden seit der Entwicklung der Perfobondleiste 1985 eingesetzt (vgl. [17]). In den letzten beiden Jahrzehnten erfolgte im Wesentlichen eine Optimierung der Ausnehmungsgeometrie und damit eine Verbesserung der Wirtschaftlichkeit, der Schubtragfähigkeit sowie des Ermüdungsverhalten. Bei den früheren Untersuchungen mit UHPC zeigten die Verbunddübelleisten in Push-Out-Versuchen (PO-Versuche) eine hohe Tragfähigkeit und ein duktileres Verhalten. Es wurden dabei UHPC-Platten mit Dicken von 80 bis 100 mm [42] bzw. 40 bis 60 mm [43] verwendet.

Versuche zum Tragverhalten von kontinuierlichen Verbundmitteln in UHPC-Scheiben wurden bisher nicht durchgeführt. In Abbildung 4.1 sind die Unterschiede in der Anordnung von Verbunddübelleisten in Platten und Scheiben dargestellt.



Abbildung 4.1: Verbunddübelleisten in Platten (links) und in Scheiben (rechts)

Während bei der Anwendung in Platten die Gefahr eines Betonabplatzens nach oben und unten besteht, können bei Verbunddübelleisten in Scheiben, die Spaltzugkräfte so groß werden, dass die Scheiben in ihrer Ebene aufreißen und der Beton seitlich ausweicht.

4.2 Experimentelle Untersuchungen

Die experimentellen Untersuchungen dienen der Überprüfung des Last-Verformungsverhalten von Verbunddübeln in dünnen UHPC-Scheiben. Die statische Tragfähigkeit wurde, wie in Tabelle 4.1 dargestellt, in 57 PO-Versuchen getestet. Dabei wurde sowohl Beton- als auch Stahlversagen untersucht. Neben den statischen Versuchen wurden zwei zyklische Versuche durchgeführt, die so konfiguriert waren, dass das Betonversagensverhalten unter nicht-ruhenden Lasten geprüft werden konnte (vgl. Tabelle 4.2). Weiterhin erfolgten vier Untersuchungen an PO-Körpern, mit einer seitlichen Randeinfassung des Betons in Form eines zusätzlich angeschweißten Bleches (Tabelle 4.3).

Tabelle 4.1: Übersicht der statischen Push-Out-Versuche

Bezeichnung	Anzahl	Dicke des Betons t_c [mm]	UHPC - Mischung	Bewehrung	Stahlfasergehalt [Vol-%]	Betonage- richtung	Dicke des Stahls t_w [mm]	Stahlgüte
POCL-1	2	60	B5Q-1	mit	2.5	stehend	5	S 355
POCL-2	2	60	B5Q-1	ohne	2.5	stehend	5	S 355
POCL-3	2	50	B5Q-1	ohne	2.5	stehend	5	S 355
POCL-4	2	40	B5Q-1	ohne	2.5	stehend	5	S 355
POCL-5	2	60	B5Q-1	mit	2.5	stehend	10	S 355
POCL-6	2	60	B5Q-1	ohne	2.5	stehend	10	S 355
POCL-7	2	50	B5Q-1	ohne	2.5	stehend	10	S 355
POCL-8	2	40	B5Q-1	ohne	2.5	stehend	10	S 355
POCL-9	2	60	B5Q-1	ohne	0.9	stehend	10	S 355
POCL-10	2	60	B5Q	ohne	2.5	stehend	10	S 355
POCL-11	2	60	B5Q	ohne	2.5	liegend	10	S 355
POCL-13	2	60	B5Q	ohne	2.5	stehend	5	S 355
POCL-14	2	60	B5Q	ohne	2.5	stehend	5	S 235
POCL-15	2	60	B5Q	ohne	2.5	stehend	5	S 235
POCL-18	2	60	B5Q	ohne	0.9	liegend	10	S 355
POCL-20	2	60	B5Q	ohne	2.5	liegend	5	S 235
POCL-22	2	60	B5Q	mit	2.5	stehend	10	S 235
POCL-23	2	60	M2Q-F	ohne	2.5	stehend	10	S 355
POCL-24	2	60	B5Q	ohne	2.5	stehend	3	S 175
POCL-26	2	40	B5Q	ohne	2.5	stehend	3	S 175
POCL-30	3	60	B5Q	ohne	2.5	stehend	5	S 235
POCL-32	2	60	B5Q	mit	2.5	stehend	5	S 235
POCL-33	2	60	B5Q	ohne	2.5	stehend	5	S 235
POCL-35	2	40	B5Q	ohne	2.5	stehend	5	S 235
POCL-38	2	40	B5Q	ohne	2.5	stehend	10	S 235
POCL-39	2	60	B5Q	ohne	2.5	stehend	10	S 235
POCL-40	2	40	B5Q	ohne	2.5	stehend	3	S 355
POCL-41	2	60	B5Q	ohne	2.5	stehend	3	S 355

Tabelle 4.2: Übersicht der zyklischen Push-Out-Versuche

Bezeichnung	Anzahl	Dicke des Betons t_c [mm]	UHPC - Mischung	Bewehrung	Stahlfasergehalt [Vol-%]	Betonage- richtung	Dicke des Stahls t_w [mm]	Stahlgüte
POCL-29	2	60	B5Q	ohne	2.5	stehend	10	S 355

Tabelle 4.3: Übersicht der statischen Push-Out-Versuche mit Randeinfassung

Bezeichnung	Anzahl	Dicke des Betons t_c [mm]	UHPC - Mischung	Bewehrung	Stahlfasergehalt [Vol-%]	Betonage- richtung	Dicke des Stahls t_w [mm]	Stahlgüte
PORE-1	2	60	B5Q	ohne	2.5	stehend	10	S 355
PORE-2	2	60	B5Q	ohne	2.5	stehend	10	S 355

Zusätzlich zu den in Tabelle 4.1 bis 4.3 dargestellten Versuchen zur Prüfung der Schubtragfähigkeit gab es noch zwei experimentelle Untersuchungen zum Einfluss eines nachträglichen Verschweißens von Verbunddübeln (siehe Kapitel 4.6). Ein Betonkantenausbruch, wie er bei einem Einsatz von Verbunddübeln in Platten erfolgen kann, braucht für den Einsatz in Scheiben nicht berücksich-

tigt zu werden, da die Kraftübertragung zwischen den Verbunddübeln und dem Beton bei der liegenden Anwendung keine Beanspruchung senkrecht zur Scheibenfläche verursacht. Eine Plattenbeanspruchung der Wandelemente erzeugt vielmehr eine Schub- und Biegebeanspruchung im Bereich der Verbunddübelleisten. Diese Art der Beanspruchung wurde in Kombination mit der Ermittlung des Einspanngrades von UHPC-Scheiben in die Verbunddübelleisten durch fünf Versuche getestet, die in Kapitel 5.3 beschrieben sind.

4.2.1 Versuchskörper

Um das Tragverhalten von Verbunddübelleisten in dünnen Scheiben aus UHPC unter Schubbelastung zu untersuchen, werden wie bereits erwähnt Push-Out-Versuche durchgeführt. Die Versuchskörper bestehen dabei immer aus einem vorgefertigten Stahlelement und den beiden seitlich angeordneten Scheiben aus Ultrahochleistungsbeton (siehe Abbildung 4.2).

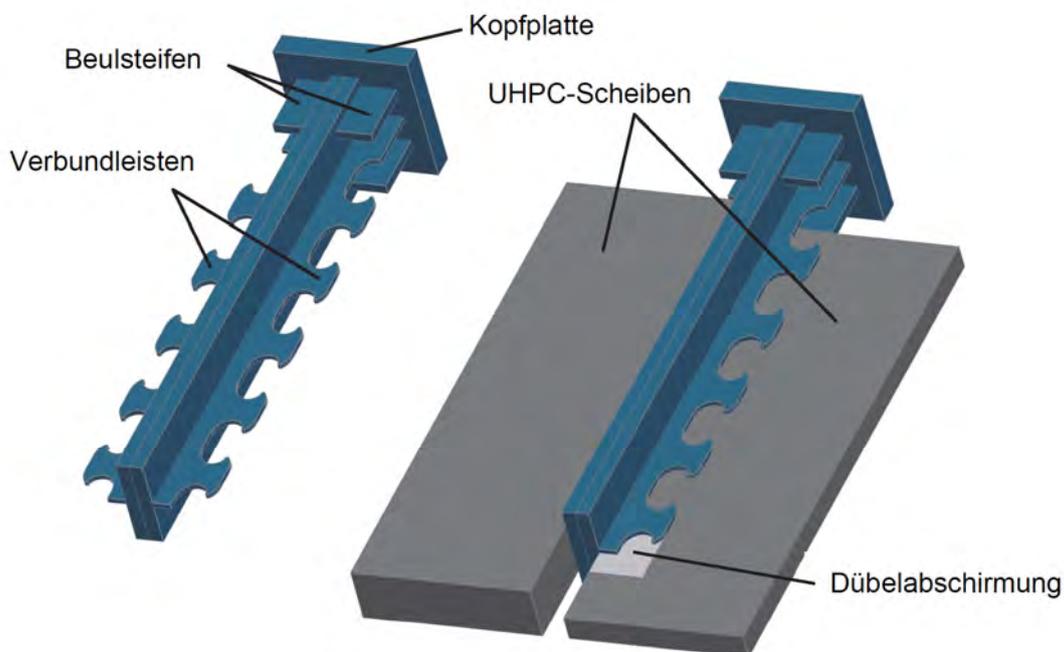


Abbildung 4.2: Vorgefertigtes Stahlelement und halbseitig geschnittener PO-Körper

In Abbildung 4.2 ist die rechte UHPC-Scheibe auf Höhe der Verbunddübelleiste geschnitten, so dass diese – genau wie die Abschirmung des letzten Stahldübels – in der Darstellung zu erkennen ist. Die Scheiben werden zumeist mit der UHPC-Mischung B5Q hergestellt, die im Rahmen des DFG-Schwerpunktprogramms 1182 entwickelt wurde und die am Lehrstuhl für Massivbau bereits bei früheren Projekten zur Anwendung kam. Hierbei handelt es sich um eine UHPC-Mischung mit Basaltzuschlägen und einem Größtkorn von 8 mm. Die Mischungszusammensetzung ist in Tabelle 4.4 aufgelistet.

Tabelle 4.4: Mischungszusammensetzung der Betonmischung B5Q

Ausgangsstoffe	Menge kg/m³
CEM I 52,5 R HS-NA	650
Silikastaub Silicol P	177
Quarzmehl W12	325
Quarzmehl W3	131
Quarzsand H33 (0,125/0.5)	354
Basalt 2/8	597
Fließmittel ViscoCrete 20 Gold	30.4
Stahlfasern Stratec Weidacom 09/0,15	2.5 [Vol-%]
Wasser	158
w/z-Wert	0.24 [-]

Um eine Abhängigkeit der Versuchsergebnisse von der UHPC-Mischung auszuschließen, wurde bei einigen Probekörpern auch die Feinkornmischung mit der Bezeichnung M2Q-F verwendet. Diese UHPC-Mischung besitzt ein Größtkorn von nur 0,5 mm und wurde aus der Mischung M2Q weiterentwickelt, die ebenfalls aus dem SPP 1182 stammt. Die Zusammensetzung der Mischung M2Q-F ist in Tabelle 4.5 dargestellt.

Tabelle 4.5: Mischungszusammensetzung der Betonmischung M2Q-F

Ausgangsstoffe	Menge kg/m³
CEM I 52,5 R HS-NA	825
Silikastaub Grade 971 U	175
Quarzmehl W12	200
Quarzsand H33 (0,125/0.5)	975
Fließmittel Glenium 51	30.4
Stahlfasern Stratec Weidacom 09/0,15	2.5 [Vol-%]
Wasser	175
w/z-Wert	0.21 [-]

Die gewählten Verbunddübelleisten besitzen offene Ausnehmungen. Die Schnittführung folgt der Form einer Klothoide, weshalb diese Verbunddübelleisten auch als Klothoidenleisten (CL-Leisten) bezeichnet werden. Die gewählte Klothoidenform entspricht den Vorgaben der Zulassung für Verbunddübelleisten [26] mit einem Abstand e_x von 100 mm (vgl. Abbildung 4.3).

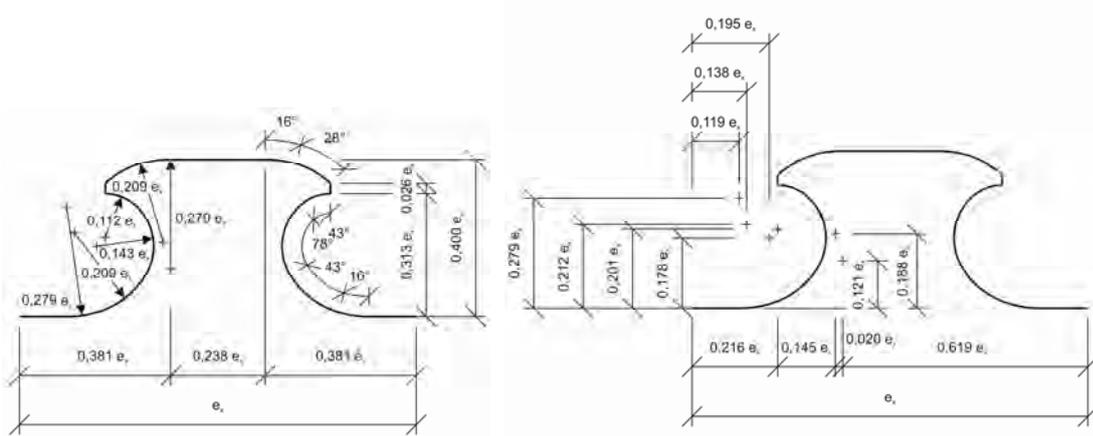


Abbildung 4.3: Form und Abmessungen der Klothoidendübel in Abhängigkeit der Grundlänge e_x (nach [26])

Die Abmessungen der PO-Körper können Abbildung 4.4 bzw. den Skizzen der Schal- und Bewehrungspläne aus Anlage A entnommen werden. Die einzelnen Stahldübel der Klothoidenleiste besitzen bei einem Abstand e_x von 100 mm gemäß den Vorgaben der Zulassung [26] eine Höhe von 40 mm. Es wurden Klothoidenleisten mit verschiedenen Stahlgüten und Blechdicken verwendet. Die Scheibendicke t_c des UHPC variierte dabei immer zwischen 40 und 60 mm. Die wichtigsten Parameter der durchgeführten statischen Push-Out-Versuche sind in Tabelle 4.6 noch einmal zusammenfassend dargestellt.

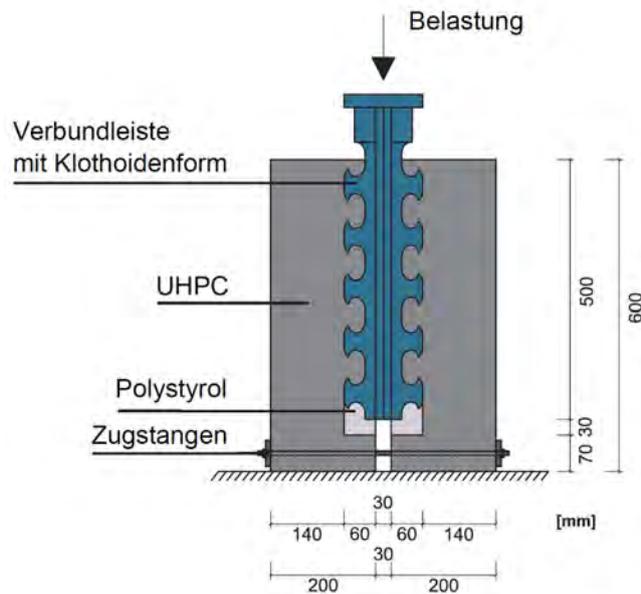


Abbildung 4.4: Schnitt durch Push-Out-Versuchskörper: Geometrie und Abmessungen

Mit der verwendeten Betonmischung werden nach 28 Tagen Würfeldruckfestigkeiten $f_{c,cube,100}$ von bis zu 200 N/mm² erreicht. Die zugegebene Stahlfasermenge betrug entweder 0,9 Vol-% oder 2,5 Vol-%. Da bei den angedachten schlanken, scheibenartigen Bauteilen nach Möglichkeit auf eine konventionelle Bewehrung verzichtet werden sollte, wurden die meisten PO-Körper ohne Bewehrung ausgeführt. Um den Einfluss der Bewehrung beurteilen zu können, wurden jedoch auch

Versuchskörper mit Bewehrung erstellt. Die Bewehrungsführung in den UHPC-Scheiben ist in Abbildung 4.5 dargestellt.

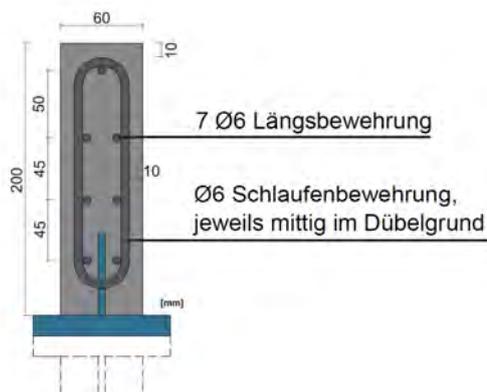


Abbildung 4.5: Typische Bewehrungsführung im PO-Versuchskörper und zugehörige Abmessungen

Bei den Versuchen zum Tragverhalten der Verbunddübelleisten in UHPC-Scheiben sollte zunächst das Betonversagen untersucht werden, weshalb in Tabelle 4.6 bei den ersten Versuchskörpern eine hohe Stahlgüte gewählt und die Dicke der Betonelemente variiert wurde. Später folgten dann Versuchskörper mit dünneren Stahlleisten und geringeren Streckgrenzen, um den Versagensfall des Stahlversagens untersuchen zu können. Aus Tabelle 4.6 kann die Konfiguration der einzelnen PO-Körper für die statischen Versuche noch einmal entnommen werden. Es wurden für jede Konfiguration mindestens zwei Versuchskörper erstellt.

Tabelle 4.6: Übersicht der durchgeführten PO-Versuche zur Überprüfung des statischen Tragverhaltens

Bezeichnung	Anzahl	Dicke des Betons t_c [mm]	UHPC - Mischung	Bewehrung	Stahlfasergehalt [Vol-%]	Betonlage- richtung	Dicke des Stahls t_w [mm]	Stahlgüte	f_y aus Versuch [N/mm ²]
POCL-1	2	60	B5Q-1	mit	2,5	stehend	5	S 355	417
POCL-2	2	60	B5Q-1	ohne	2,5	stehend	5	S 355	417
POCL-3	2	50	B5Q-1	ohne	2,5	stehend	5	S 355	417
POCL-4	2	40	B5Q-1	ohne	2,5	stehend	5	S 355	417
POCL-5	2	60	B5Q-1	mit	2,5	stehend	10	S 355	363
POCL-6	2	60	B5Q-1	ohne	2,5	stehend	10	S 355	363
POCL-7	2	50	B5Q-1	ohne	2,5	stehend	10	S 355	363
POCL-8	2	40	B5Q-1	ohne	2,5	stehend	10	S 355	363
POCL-9	2	60	B5Q-1	ohne	0,9	stehend	10	S 355	363
POCL-10	2	60	B5Q	ohne	2,5	stehend	10	S 355	363
POCL-11	2	60	B5Q	ohne	2,5	liegend	10	S 355	363
POCL-13	2	60	B5Q	ohne	2,5	stehend	5	S 355	450
POCL-14	2	60	B5Q	ohne	2,5	stehend	5	S 235	332
POCL-15	2	60	B5Q	ohne	2,5	stehend	5	S 235	332
POCL-18	2	60	B5Q	ohne	0,9	liegend	10	S 355	363
POCL-20	2	60	B5Q	ohne	2,5	liegend	5	S 235	332
POCL-22	2	60	B5Q	mit	2,5	stehend	10	S 235	316 *
POCL-23	2	60	M2Q-F	ohne	2,5	stehend	10	S 355	427
POCL-24	2	60	B5Q	ohne	2,5	stehend	3	S 175	176
POCL-26	2	40	B5Q	ohne	2,5	stehend	3	S 175	176
POCL-30	3	60	B5Q	ohne	2,5	stehend	5	S 235	332
POCL-32	2	60	B5Q	mit	2,5	stehend	5	S 235	280
POCL-33	2	60	B5Q	ohne	2,5	stehend	5	S 235	280
POCL-35	2	40	B5Q	ohne	2,5	stehend	5	S 235	280
POCL-38	2	40	B5Q	ohne	2,5	stehend	10	S 235	298
POCL-39	2	60	B5Q	ohne	2,5	stehend	10	S 235	298
POCL-40	2	40	B5Q	ohne	2,5	stehend	3	S 355	387 *
POCL-41	2	60	B5Q	ohne	2,5	stehend	3	S 355	387 *

Die Bezeichnung der Push-Out-Körper POCL setzt sich aus PO für Push-Out und CL für die Klothoidenleiste zusammen. Die Standardmischung B5Q wurde nicht nur im Materialprüfungsamt

der TUM hergestellt, sondern auch bei Industriepartnern. Da sich die Betoneigenschaften bei diesen Betonagen teilweise trotz gleicher Ausgangsstoffe nicht wie erwartet einstellten, werden die UHPC-Mischungen mit abweichenden Eigenschaften als B5Q-1 bezeichnet. Der Einfluss der Faserorientierung auf die Tragfähigkeit wurde mit Hilfe von unterschiedlichen Betonagerichtungen geprüft. Die Streckgrenzen des verwendeten Stahls wurden mit Hilfe von Zugproben untersucht. Lediglich bei den mit * gekennzeichneten Werten aus Tabelle 4.6 handelt es sich um Werte aus den mitgelieferten Prüfzeugnissen des Stahls.

4.2.2 Versuchsaufbau und –durchführung

Die Prüfung der Push-Out-Körper erfolgte weggesteuert mit konstanter Geschwindigkeit in einer hydraulischen 4-Säulen-Druckprüfmaschine. Auf einer Seite der Versuchskörper wurde der Schlupf zwischen Stahl und UHPC mit Wegaufnehmern gemessen. Diese zeichneten die Relativverschiebung zwischen der Kopfplatte, an der sie befestigt waren, und den beiden UHPC-Scheiben auf (vgl. Abbildung 4.6 (links)).



Abbildung 4.6: Vorbereitung der Versuchskörper mit konventioneller Messtechnik (links) und für das optische Messsystem (rechts)

Die andere Seite der PO-Körper wurde, wie in Abbildung 4.6 (rechts) zu erkennen ist, für den Einsatz der optischen Messtechnik vorbereitet. Dazu wurden größere Poren zunächst gespachtelt und dann die glatte Oberfläche mit weißer Farbe bestrichen. Auf die weiße Oberfläche wurde mit schwarzer Farbe ein unregelmäßiges Grauwertmuster aufgebracht. Mit Hilfe dieses Musters sind Verformungen und Dehnungen auf der gesamten Betonoberfläche messbar. Durch die zusätzliche Verwendung von Messmarken, die auf das Grauwertmuster aufgeklebt wurden, konnten die Verschiebungen an diskreten Punkten erfasst werden. Die Verformung der Kopfplatte wurde mit Hilfe von auf Fahnenblechen aufgeklebten Messmarken erfasst, die bis in den Messbereich des optischen Systems hineinragten. Der gesamte Versuchsaufbau inklusive der für die optische Messung erforderlichen Beleuchtung, der Kamera und des Messcomputers ist in Abbildung 4.7 dargestellt. Sowohl bei der konventionellen Messtechnik als auch bei der optischen Messung wurden die Maschinenkraft und der Maschinenweg aufgezeichnet, so dass ein Abgleich der Ergebnisse möglich ist.

Die PO-Körper werden mit Hilfe eines schnell erhärtenden Gipses auf dem Einschubwagen der Prüfmaschine senkrecht ausgerichtet. Dieser Gips dient gleichzeitig als Ausgleichsschicht, so dass die UHPC-Scheiben gleichmäßig aufgelagert werden. Die resultierenden Auflagerkräfte können bei den untersuchten PO-Körper mit Scheiben deutlich weiter außen liegen als dies bei Push-Out-Versuchen mit Platten möglich ist. Mit Hilfe der im unteren Bereich des PO-Körpers angebrachten Zugstangen (vgl. Abbildung 4.6) konnte die aus dieser Exzentrizität entstehende Horizontalkraft bis zum Erreichen der maximalen Prüfmaschinenkraft gemessen werden. Die Zugstangen, auf denen Dehnmessstreifen (DMS) aufgeklebt waren, wurden vor den PO-Versuchen kalibriert, so dass den gemessenen Dehnungen die wirkenden Zugkräfte zugeordnet werden konnten. Eine Verschiebungsbehinderung sollte durch die Zugstangen aber nicht realisiert werden, da eine horizontale Verschiebung der beiden UHPC-Scheiben nach außen ebenfalls aus der vertikalen Relativverschiebung zwischen UHPC und Stahl und dem daraus resultierenden Auflaufen des Betons auf die Rundung der Klothoidenleiste resultiert.

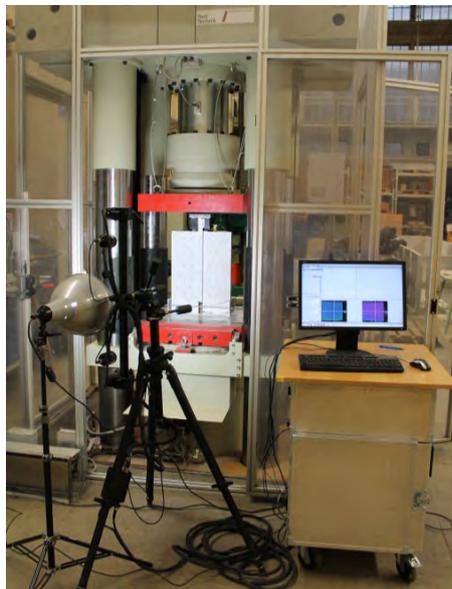


Abbildung 4.7: Versuchsaufbau mit optischem Messsystem

4.2.3 Versuchsergebnisse und Auswertung

Im vorliegenden Versuchsprogramm wurden üblicherweise zwei identische Körper hergestellt und getestet. Der Eurocode 4 Teil 1 verlangt für eine erhöhte Aussagekraft der Ergebnisse drei identische Versuche. Hierauf wurde jedoch bewusst verzichtet, um mehrere verschiedene Konstellationen untersuchen zu können. Da die beiden Versuche mit der gleichen Konfiguration (POCL-XX-1 und POCL-XX-2) i.d.R. jeweils sehr ähnliche Kraft-Verformungskurven ergaben, sind diese in den folgenden Auswertungen jeweils mit ihren Mittelwerten (POCL-XX) dargestellt. Die Einzelkurven und die zugehörigen mittleren Last-Verformungskurven können für alle Push-Out-Körper dem Anhang B entnommen werden. Im Anhang B finden sich auch für jeden Körper detaillierte Angaben zu den jeweiligen Beton- und Stahleigenschaften sowie die Angabe der Versagensart, der maximal erreichten Last.

Um den anfänglichen Haftverbund zwischen Beton und Stahl zu überwinden, sollen nach EC 4-1 zu Beginn der Belastung 25 Lastwechsel im Bereich von 40 % der zu erwartenden Bruchlast auf-

gebracht werden. Anschließend soll die Last gleichmäßig innerhalb von 15 Minuten bis zur Bruchlast gesteigert werden. Bei den vorliegenden Versuchen wurden diese Vorgaben teilweise eingehalten. Die Belastungsgeschwindigkeit kann für alle PO-Körper der Anlage B entnommen werden. Eine zyklische Vorbelastung von 25 Lastwechseln im Bereich bis zu 40% der erwarteten Bruchlast, zeigte in ersten Versuchen keinen Einfluss, so dass darauf vielfach verzichtet wurde. Auf den Einfluss eines Haftverbundes zwischen Stahl und Beton wird jedoch bei den kommenden Auswertungen noch genauer eingegangen.

Um ein duktiles Versagen der Bauteile garantieren zu können, verlangt der EC 4-1, dass die Verformung δ_{uk} mehr als 6 mm betragen soll. δ_{uk} wird dabei folgendermaßen ermittelt: Aus den Messergebnissen ergibt sich die charakteristische Tragfähigkeit $P_{Rk} = 0,9 \cdot P_{max}$ durch Abminderung der Maximallast. Der zugehörige Schlupf δ_u beim Wiedererreichen von P_{Rk} wird erneut um 10 % verringert. Somit ergibt sich $\delta_{uk} = 0,9 \cdot \delta_u$ (siehe Abbildung 4.8). Die Auswertung der Duktilität der einzelnen Körper findet sich ebenfalls im Anhang B wieder und es wird in diesem Kapitel nur an einzelnen Stellen darauf eingegangen. Die Forderung des EC 4-1 nach der oben beschriebenen Mindestverformung und damit der Mindestduktilität hängen direkt mit dem nach Eurocode möglichen Verdübelungsgrad von Verbundträgern zusammen. Die geforderten Mindestverdübelungsgrade hängen unter anderem wiederum von der Trägerlänge ab. Nur weil die Vorgaben für die Duktilität des EC 4-1 von den Verbunddübelleisten nicht in allen Fällen erreicht werden können, bedeutet dies daher noch nicht, dass diese nicht eingesetzt werden können.

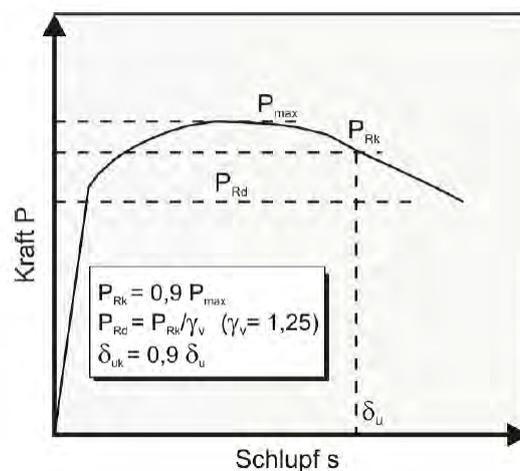


Abbildung 4.8: Duktilitätskriterium gemäß Eurocode 4 Teil 1 (nach [42])

In Abbildung 4.9 sind Last-Verformungsdiagramme der Versuche mit einer Verbunddübelleistendicke $t_w = 5$ mm und einer Stahlgüte S355 dargestellt. Die Versuchskörper POCL-1 besitzen die höchste Tragfähigkeit und die größte Duktilität in dieser Serie, bei der das Betonversagen geprüft werden sollte. Diese Körper wurden mit Bewehrung und einer UHPC-Scheibendicke von 60 mm ausgeführt. Hierbei wurde im Mittel die geforderte Duktilität von 6 mm erreicht. Bei den weiteren Probekörpern der Serie zum Betonversagen, kann eine solch große Verformung nicht mehr erreicht werden. Wird die Bewehrung weggelassen (POCL-2) oder wird zusätzlich auch noch die Scheibendicke wie bei den PO-Versuchen POCL-3 und POCL-4 reduziert, dann ist der Versagensvorgang erheblich spröder und die ertragbaren Lasten reduzieren sich deutlich. Auffällig ist, dass eine bessere UHPC-Mischung (POCL-13) im Vergleich zu POCL-2 ebenfalls zu einer etwas verbesserten Duktilität beiträgt.

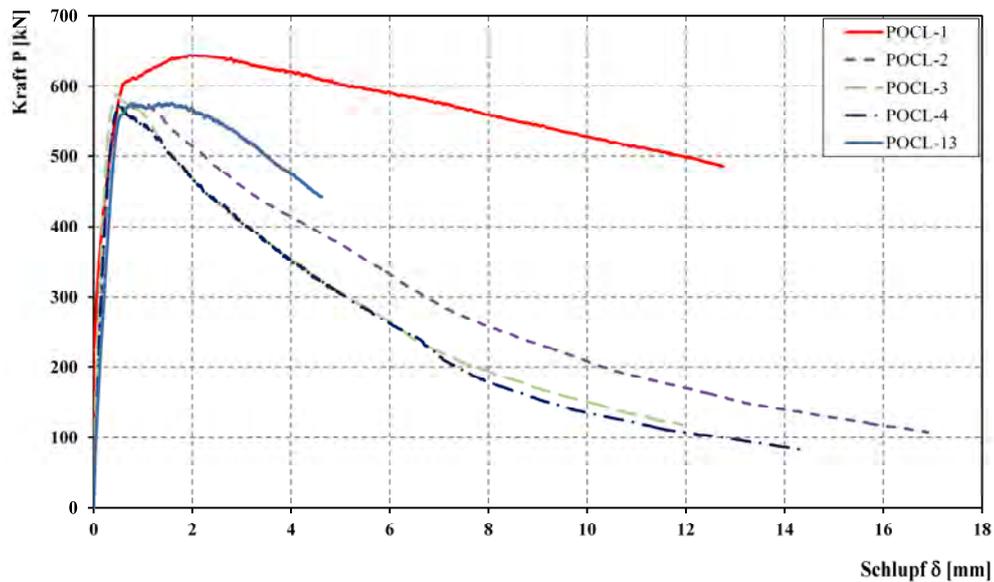


Abbildung 4.9: Kraft-Schlupfdiagramm der PO-Versuche mit $t_w = 5$ mm, S355

Die Last-Schlupfdiagramme der PO-Versuche mit einer Verbunddübelleistendicke $t_w = 10$ mm sind als Mittelwerte der jeweiligen Konfiguration in Abbildung 4.10 dargestellt. Die maximale Traglast liegt bei allen Versuchen über den Traglasten der Versuche mit 5 mm Leistendicke. Dies lässt sich auf die etwas günstigere Lastausbreitung bei dickeren Leisten zurückführen. Aufgrund der größeren Stahldicke entstehen etwas geringere Spaltzugkräfte, da die Lasten nicht so konzentriert eingeleitet werden und sich nicht so stark ausbreiten. Sobald jedoch die Höchstlast erreicht wird, versagen alle Prüfkörper ohne Bewehrung (POCL-6 bis POCL-9) deutlich spröder als die PO-Körper mit $t_w = 5$ mm, da die dann freiwerdenden Kräfte durch den Faserbeton nicht mehr aufgenommen werden können.

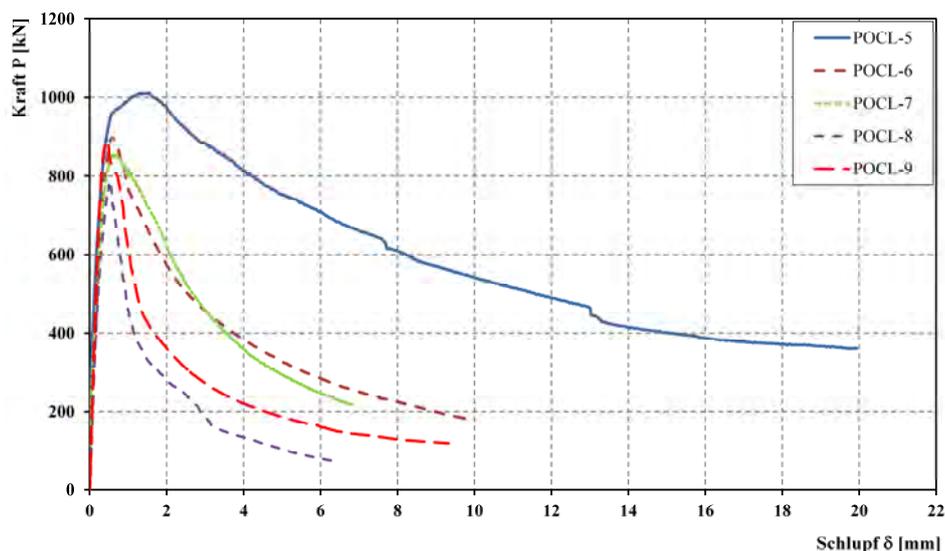


Abbildung 4.10: Kraft-Schlupfdiagramm der PO-Versuche POCL-5 bis 9 als gemittelte Kurven

Die PO-Körper mit Bewehrung POCL-5 zeigen im Vergleich mit den POCL-6, dass eine Bewehrung das frühzeitige Spalten des Betons verhindert und zusätzlich eine erhöhte Duktilität erlaubt. Durch die Reduktion der Scheibendicke verringert sich auch die maximal ertragbare Last (POCL-6

bis POCL-8). Bei den Versuchen mit 60 und 50 mm UHPC-Dicke kam es zum Spaltversagen. Die Versuchskörper POCL-8, bei denen nur ein Verhältnis t_c zu t_w von 4 vorlag, versagten durch Abscheren des UHPC entlang der Umhüllenden der Verbunddübelleisten. Infolge der Reduktion der Faserbewehrung auf nur 0,9 Vol-% bei den Versuchskörper POCL-9, welche ansonsten der Konfiguration POCL-6 entsprachen, ergibt sich im Vergleich ein deutlich spröderes Verhalten. Der positive Einfluss der Stahlfasern auf die Verformungen ist bei gleicher Maximallast besonders im Nachbruchbereich sichtbar.

Der Einfluss der Betonsorte POCL-6 (B5Q-1), POCL-10 (B5Q) und POCL-23 (M2Q-F) ist bei den Körpern mit $t_w = 10$ mm nur gering. Die Körper 10 und 23 weisen dabei eine etwas größere Duktilität und Tragfähigkeit auf als POCL-6 (vgl. Abbildung 4.11). Aus dem Vergleich der Last-Verformungskurven der liegend hergestellten Prüfkörper (POCL-11 und -18) mit den stehend betonierten Körpern ergibt sich ebenso kein signifikanter Unterschied, so dass sich die Stahlfasern unabhängig von der Einfüllrichtung des Betons im Bereich rund um die Verbunddübelleiste sehr ähnlich auszurichten scheinen.

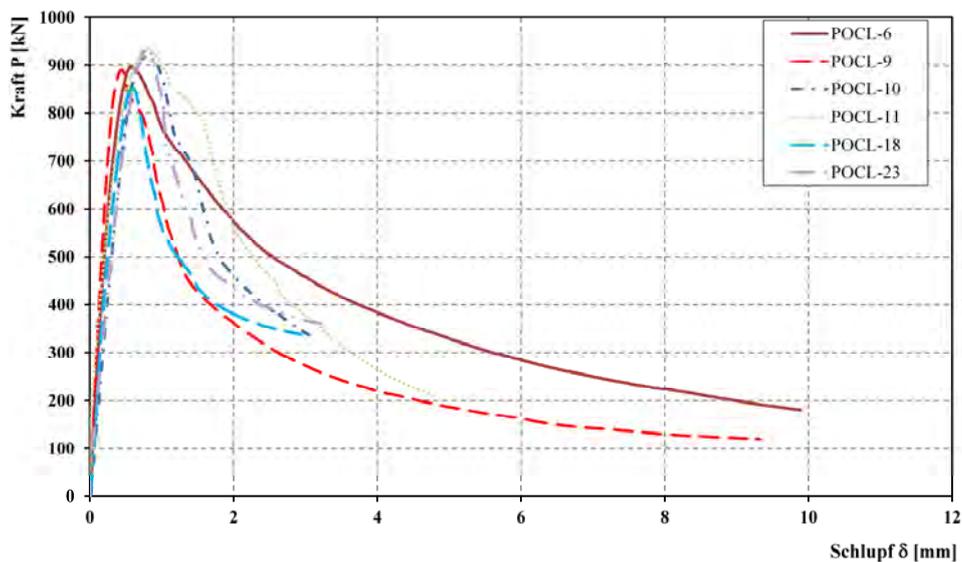


Abbildung 4.11: Kraft-Schlupfdiagramm der PO-Versuche mit 10 mm S355 Stahl als gemittelte Kurven

In Abbildung 4.12 sind die Versuchskurven von Stahl aus S235 mit 10 mm Dicke bei unterschiedlichen Betondicken der Körper und unter Berücksichtigung von Bewehrung dargestellt. Es handelt sich bei diesen Versuchen eher um ein Betonversagen, jedoch ist die Duktilität im Vergleich zu den Körpern mit der Stahlgüte S355 aus Abbildung 4.10 und Abbildung 4.11 deutlich verbessert.

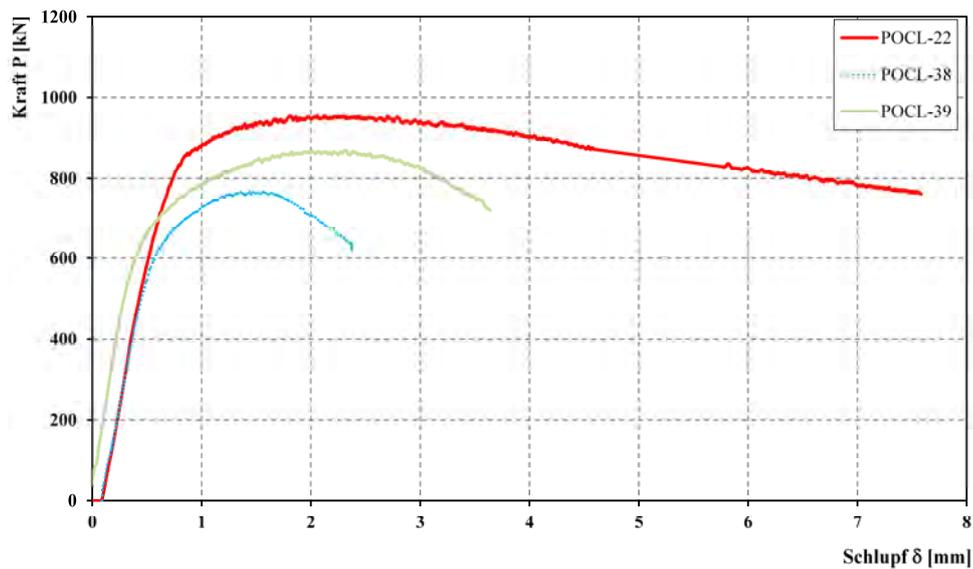


Abbildung 4.12: Kraft-Schlupfdiagramm der PO-Versuche POCL-22, 38 und 39 mit 10 mm S235

Aus Abbildung 4.13 lässt sich der Einfluss der Adhäsion erkennen. Bei den Körpern POCL-30-1 und -2 wurde jeweils der gesamte Stahldübel vor der Betonage mit Schalfett bestrichen und schließlich vor Beginn des statischen Versuchs noch 25 Zyklen bis 40 % der erwarteten Traglast (240 kN) gefahren. Beim ansonsten absolut identischen Körper POCL-30-3 wurde sowohl auf das Schalfett als auch auf eine zyklische Vorbelastung verzichtet. Wie aus Abbildung 4.13 zu erkennen ist, reicht die Haftreibung beim Körper 30-3 bis etwa 550 kN und damit nahezu an die Maximallast heran. Hieraus kann gefolgert werden, dass gerade beim UHPC mit erhöhten Haftfestigkeiten zu rechnen ist. Bei diesen Versuchskörpern handelt es sich um ein kombiniertes Stahl- und Betonversagen. Während der Schlupf zunächst aus der Biegung des Stahls resultiert, kommt es ab etwa 4-5 mm Relativverschiebung zu einem plötzlichen steilen Abfall, welcher ein Versagen des UHPC's im Dübelbereich bedeutet.

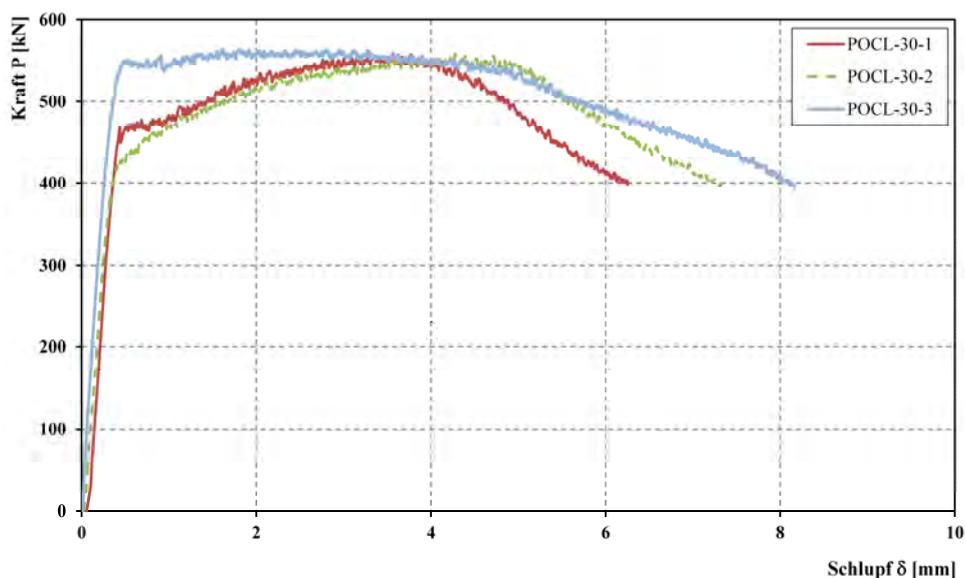


Abbildung 4.13: Kraft-Schlupfdiagramm der PO-Versuche POCL-30 (Einfluss der Adhäsion)

Ein kombiniertes Versagen stellt sich auch bei weiteren Probekörpern ein, bei denen ein 5 mm dicker Stahl der Güte S235 mit 60 mm UHPC geprüft wurde (siehe Abbildung 4.14). Hierbei ist auffällig, dass gerade beim kombinierten Versagen die beiden gleichen Probekörper durchaus leicht abweichende Ergebnisse liefern können, da der Beginn des Betonversagens von vielen Faktoren wie der Betonzugfestigkeit bzw. der Faserausrichtung, der Verformung der Stahldübel und der Größe der aktuell wirkenden Last abhängt. Außer den Körpern POCL-30-1 und -2 wurde kein Schalfett auf die Stahldübel aufgebracht, wodurch sich der Haftverbund immer bei etwa 550 kN löst.

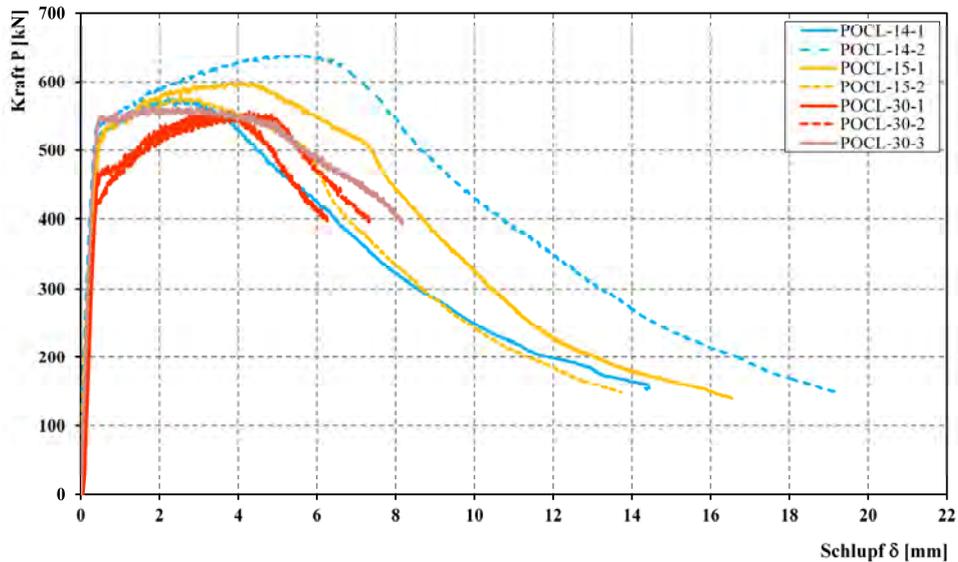


Abbildung 4.14: Kraft-Schlupfdiagramm der PO-Versuche POCL-14, 15 und 30 (kombiniertes Versagen)

Bei den Versuchen aus Abbildung 4.15 stellt sich Stahlversagen ein, da die Festigkeit des Stahldübels deutlich geringer ist als die Spalttragfähigkeit des UHPC's. Aus der Form der Versuchskurve ist erkennbar, dass bei allen Körpern Schalfett auf den Stahl aufgetragen wurde und es daher kaum zu einem deutlichen Versagen des Haftverbundes kommt. Bei all diesen Versuchskörpern wurde die nach EC 4-1 geforderte Duktilität deutlich überschritten.

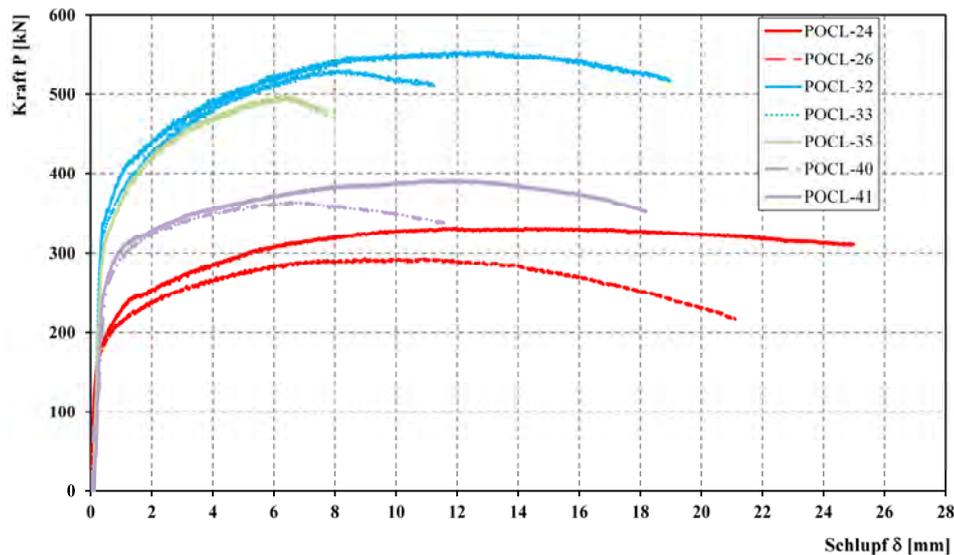


Abbildung 4.15: Kraft-Schlupfdiagramm der PO-Versuche mit Stahlversagen

In Abbildung 4.16 werden die erreichten Tragfähigkeiten einzelner Versuche ins Verhältnis zu den erwarteten Traglasten auf Basis der Formel für das Stahlversagen $P_{pl,k}$ aus der allgemeinen bauaufsichtliche Zulassung Z-26.4-56 [26] gesetzt und über das Produkt aus $f_y \cdot t_w$ aufgetragen.

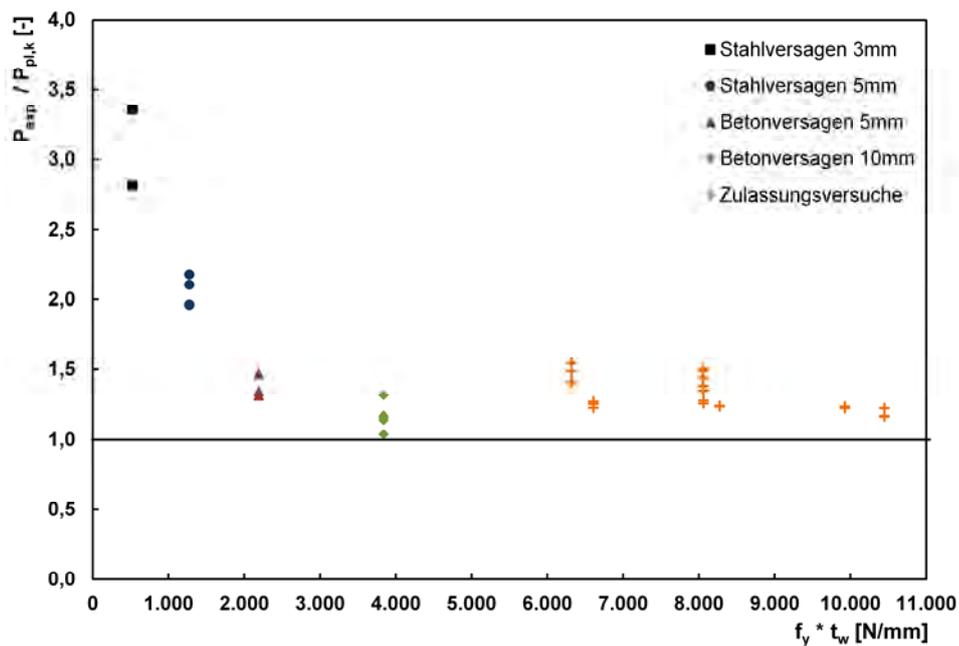


Abbildung 4.16: Vergleich der experimentellen zu den erwarteten Traglasten bei Stahlversagen nach Zulassung

Es kann dabei festgestellt werden, dass bei der Anwendung von Verbunddübeln in dünnen UHPC-Scheiben extrem hohe Tragfähigkeiten erzielt werden können und sogar noch die Versagenslasten für das Betonversagen oberhalb der erwarteten Werte für das Stahlversagen liegen. Zum Vergleich sind auch die Ergebnisse der Versuche aufgetragen, mit denen die Zulassung erwirkt werden konnte. Wie der Darstellung zu entnehmen ist, handelt es sich dabei um Versuche an Verbunddübeln mit höheren Festigkeiten und größeren Abmessungen [44].

4.2.4 Untersuchungen bei nicht-ruhender Belastung

Es wurden zwei PO-Körper unter nicht-ruhender Belastung getestet (POCL-29). Das Ziel dieser Tastversuche war es herauszufinden, ob der UHPC in einer Konfiguration, bei der üblicherweise ein Betonversagen, also ein Spalten auftritt, durch zyklische Belastungen unterhalb der Maximallast geschädigt werden könnte. Die Übersicht der Eigenschaften dieser Körper ist in Tabelle 4.7 noch einmal dargestellt.

Tabelle 4.7: Übersicht der durchgeführten PO-Versuche zur Überprüfung des zyklischen Verhaltens

Bezeichnung	Anzahl	Dicke des Betons t_c [mm]	UHPC-Mischung	Bewehrung	Stahlfasergehalt [Vol-%]	Betonage-richtung	Dicke des Stahls t_w [mm]	Stahlgüte	f_y aus Versuch [N/mm ²]
POCL-29	2	60	B5Q	ohne	2,5	stehend	10	S 355	427

Beim Körper POCL-29-1 erfolgte eine Belastung von 2 Millionen Lastwechseln zwischen 300 und 600 kN. Neben dem Schlupf zwischen Kopfplatte und UHPC-Scheibe wurde in einer Dauermessung an zwei Stahldübeln auch die Dehnungen gemessen. Die Lage der DMS ist Abbildung 4.17 zu entnehmen.



Abbildung 4.17: Lage der DMS zur Messung der Dehnungen während des zyklischen Versuchs am POCL-29-1

Abbildung 4.18 sowie Abbildung 4.19 geben für einen Zustand zu Beginn des zyklischen Versuchs und am Ende dieses die Ober- und Untergrenzen der Dehnungen bzw. des Schlupfes an. Es ist eine Verschiebung der Kurven ohne eine Zunahme der Differenz zwischen Maximal- und Minimalwert zu erkennen.

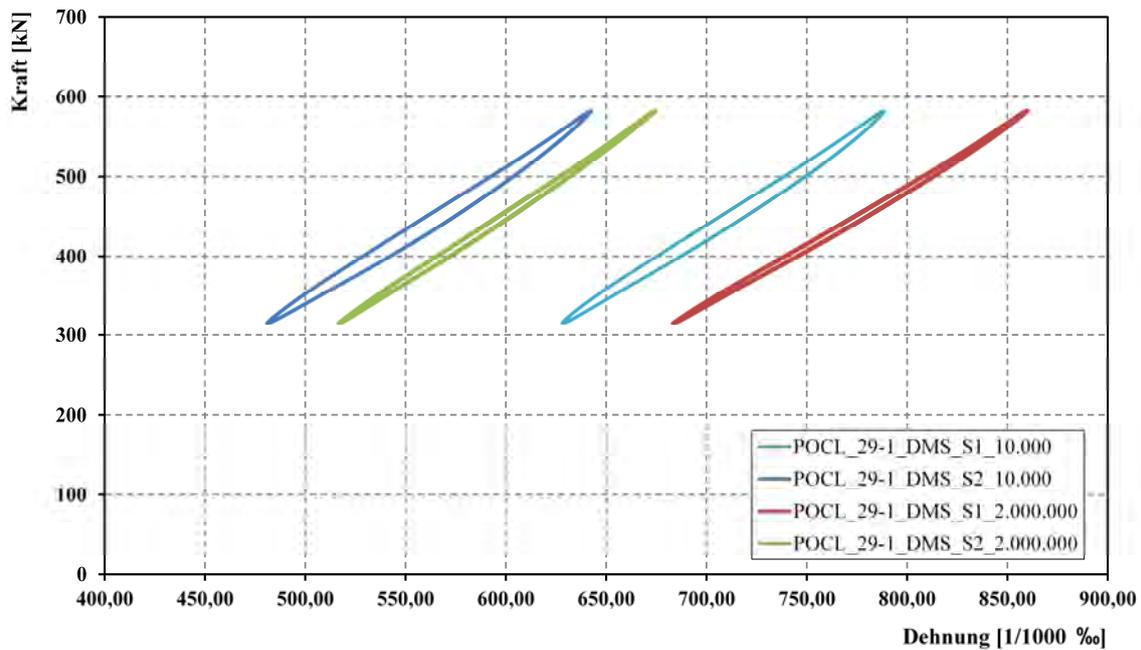


Abbildung 4.18: Kraft-Dehnungsdiagramm für POCL-29-1 bei 10.000 Lastwechseln und bei 2.000.000 Lastwechseln

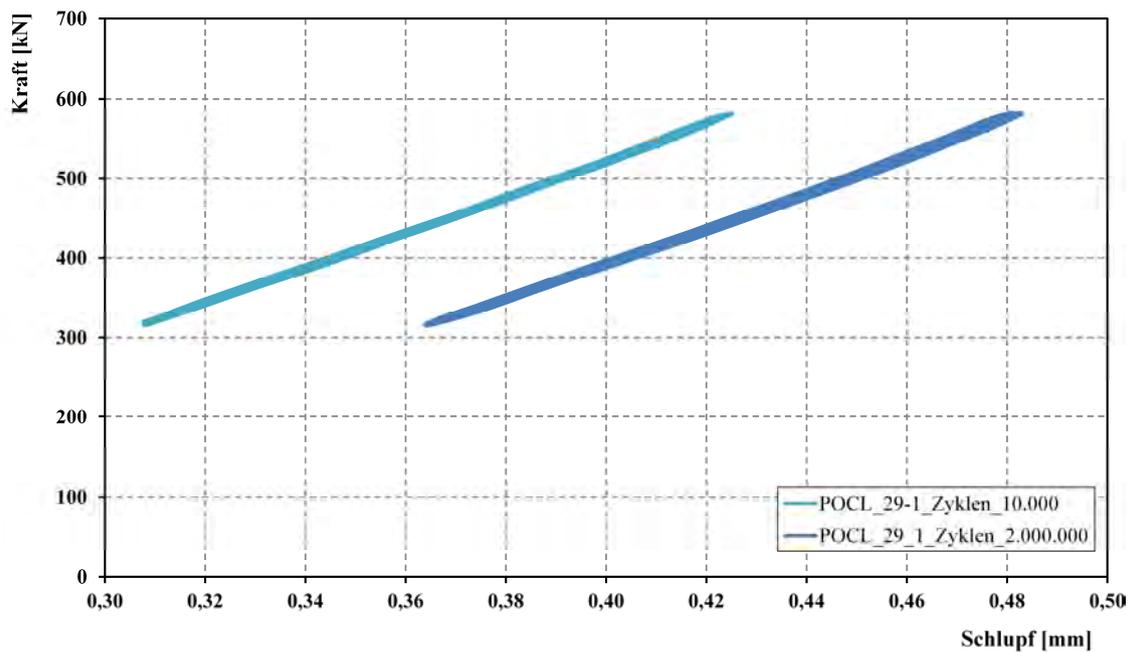


Abbildung 4.19: Kraft-Schlupfdiagramm für POCL-29-1 bei 10.000 Lastwechseln und bei 2.000.000 Lastwechseln

Da sich die Maximalwerte der Dehnungen und des Schlupfes veränderten wurde geprüft, wie diese sich über die Zeit bzw. über die Lastwechsel entwickeln und ob evtl. von einer Stabilisierung ausgegangen werden kann. Die Entwicklungen über die Lastwechsel sind in Abbildung 4.20 und Abbildung 4.21 für den Körper POCL-29-1 dargestellt. Es ist zu erkennen, dass der Zuwachs in beiden Abbildungen mit zunehmender Anzahl der Lastwechsel geringer wird.

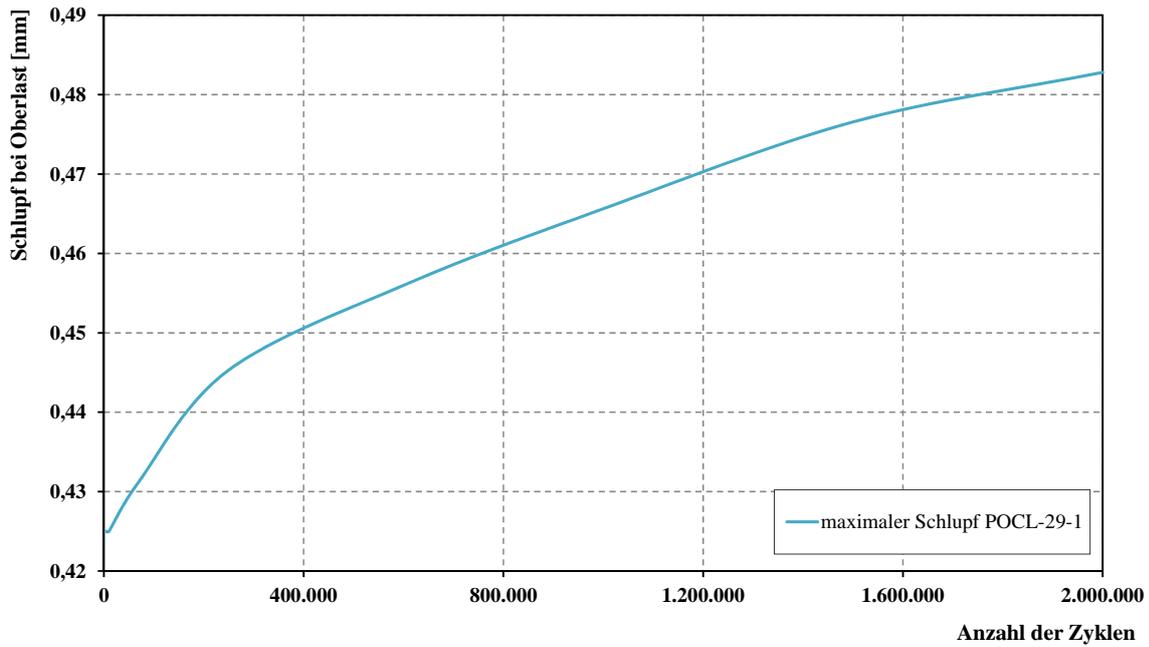


Abbildung 4.20: Schlupf-Lastwechseldiagramm für POCL-29-1

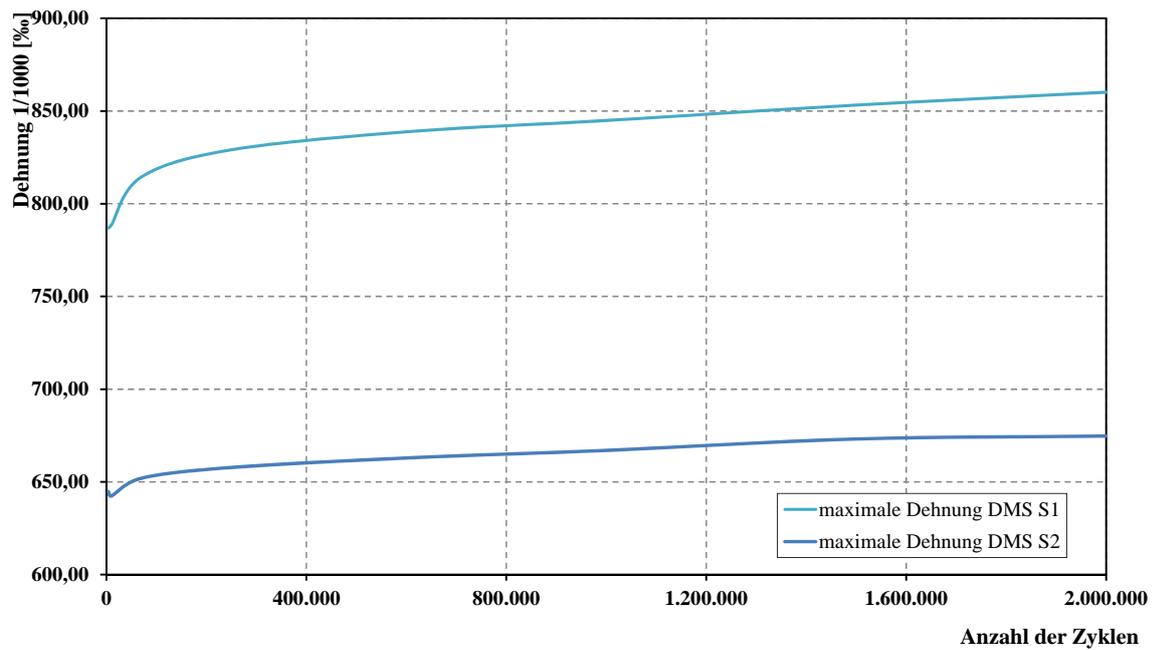


Abbildung 4.21: Dehnungs-Lastwechseldiagramm für POCL-29-1

Beim Versuchskörper POCL-29-2 wurden ebenfalls Lastwechsel zwischen 300 und 600 kN gefahren. Die maximale Zahl der Lastwechsel betrug bei diesem Körper jedoch 4,7 Millionen und es wurde keine Dehnungsmessung durchgeführt. Die Entwicklung des Schlupfes bei der Oberlast ist in Abbildung 4.22 dargestellt.

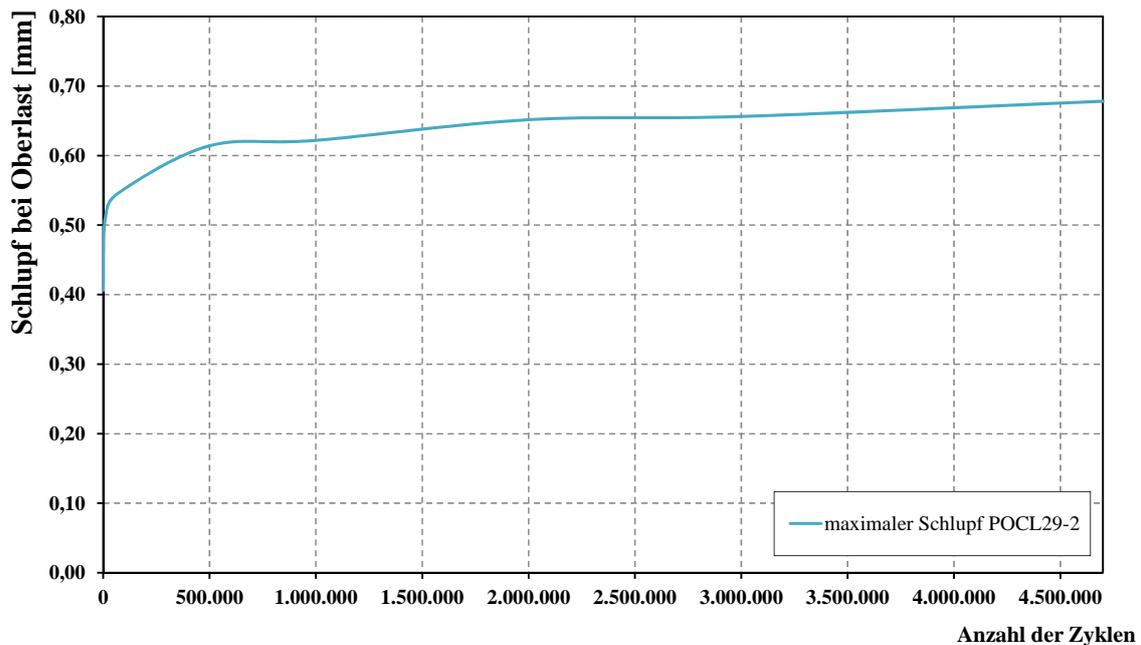


Abbildung 4.22: Schlupf-Lastwechseldiagramm für POCL-29-2

Bei beiden Versuchskörpern traten während der Versuche keine offensichtlichen Schädigungen auf und auch nach Beendigung der Versuche konnten keine Risse festgestellt werden. Mit zunehmender Anzahl der Lastwechsel scheint sich der Schlupf zu stabilisieren, so dass es nach diesen Lastversuchen keinen Grund gibt, zyklische Belastungen für Wandelemente, die spaltgefährdet sind und bei denen Betonversagen auftreten könnte, auszuschließen.

4.2.5 Untersuchungen zu Push-Out-Körpern mit Randeinfassung

Zur Begrenzung des Spaltversagens ergab sich die Idee, ein seitliches Ausweichen der Betonscheiben durch zusätzliche seitliche Stahlelemente zu verhindern. Diese Stahlbleche ergänzten die üblichen Push-Out-Körper lediglich (siehe Abbildung 4.23) und bedeuten keine Anpassung der Form der Klothoide jedoch einen Optimierungsversuch im Hinblick auf Tragfähigkeit und das Verformungsverhalten. Die Details zu den Versuchen sind in Tabelle 4.8 noch einmal zusammengefasst. Zwischen PORE-1 und PORE-2 besteht dabei der Unterschied, dass die Haftreibung und Adhäsion zwischen dem UHPC und der gesamten Stahloberfläche nur bei den Körpern PORE-2 jeweils durch Verwendung von Schalfett reduziert wurde.

Tabelle 4.8: Übersicht der durchgeführten PO-Versuche mit Randeinfassung (RE)

Bezeichnung	Anzahl	Dicke des Betons t_c [mm]	UHPC - Mischung	Bewehrung	Stahlfasergehalt [Vol-%]	Betonagerichtung	Dicke des Stahls t_w [mm]	Stahlgüte	$f_{y,aus}$ Versuch [N/mm ²]
PORE-1	2	60	B5Q	ohne	2,5	stehend	10	S 355	363
PORE-2	2	60	B5Q	ohne	2,5	stehend	10	S 355	363



Abbildung 4.23: PO-Körper mit seitlicher Randeinfassung

Wie aus Abbildung 4.24 zu erkennen ist, lieferten die ersten Versuchskörper PORE-1 durch die erhöhte Reibung und Adhäsion deutlich größere Tragfähigkeiten, aber auch eine verminderte Duktilität. Insgesamt konnte die erreichbare Traglast aber für beide Varianten deutlich gegenüber den Versuchen ohne Randeinfassung erhöht werden.

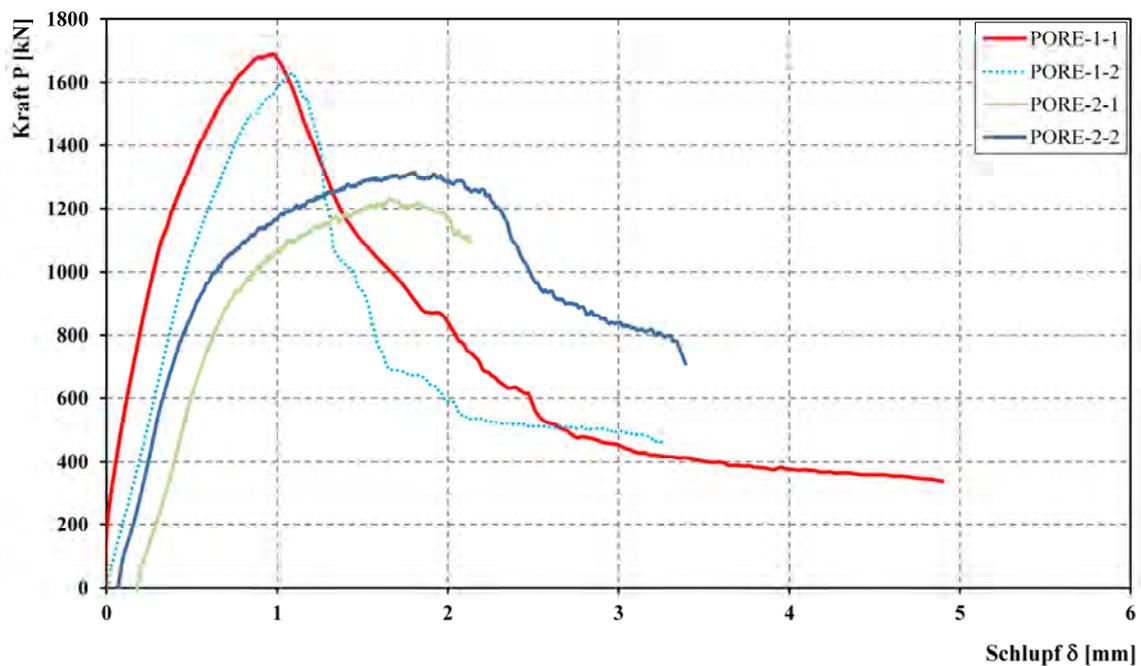


Abbildung 4.24: Kraft-Schlupfdiagramm bei Push-Out-Versuchen mit Randeinfassung

Eine signifikante Erhöhung der Duktilität blieb jedoch aus, da der UHPC entlang der Randeinfassung auf Schub bzw. Abscheren versagte, wie in Abbildung 4.25 dargestellt ist.



Abbildung 4.25: Versagensform bei Versuchskörpern mit Randeinfassung - Schubversagen

4.3 Ergebnisse der optischen Messungen

Die Auswertung der optischen Messung erfolgte zum einen, indem mit Hilfe des vorbereiteten Grauwertmusters die räumlichen Verformungen und die ebenen Dehnungen des Betons über die gesamte Betonoberfläche kontinuierlich ermittelt wurden. Zum anderen erlaubten es die aufgeklebten Messmarken, die Verschiebungen an diskreten, vorher festgelegten Punkten zu bestimmen. Beispielhaft sind für den Versuchskörper POCL-5-1 einige Auswertungen dargestellt.

Abbildung 4.26 kann entnommen werden, zwischen welchen Messmarken Differenzverformungen ermittelt wurden und wie diese Differenzverformungen bezeichnet sind. Durch die an der Kopfplatte befestigten Fahnenbleche konnte die Relativverschiebung der Kopfplatte zum UHPC gemessen werden. Dies geschieht jeweils beidseitig (Bezeichnung: „Weg Seite A“ und „Weg Seite B“) und entspricht somit den Verformungen, die auf der anderen Seite des Versuchskörpers durch die Wegaufnehmer gemessen wurde. Um den Einfluss der Stahlstauchung im Bereich zwischen Kopfplatte und Messstelle auf dem UHPC einschätzen zu können, wurde zum Vergleich die vertikale Relativverschiebung zwischen den beiden Messstellen „Weg Seite A horizontal“ und „Weg Seite B horizontal“ ausgewertet. Mit Hilfe der horizontalen Verschiebungsdifferenzen zwischen den Punkten im oberen Bereich der UHPC-Scheiben („Weg oben“) und der im unteren Bereich („Weg unten“) wurde geprüft, ob der PO-Körper sich über die Höhe bedingt durch das Auflaufen auf die Klothoidenleiste gleichmäßig auseinander bewegt oder ob es infolge der exzentrischen Lagerung im unteren Bereich zu größeren Klaffungen kommt.

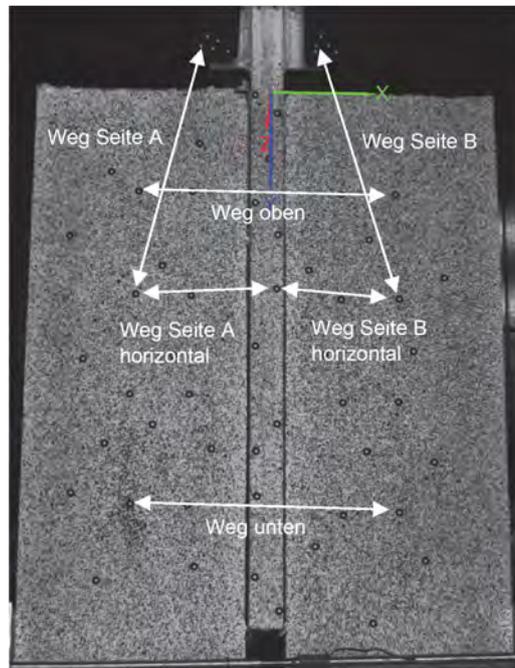


Abbildung 4.26: Ausgewählte Messungen zwischen einzelnen Messmarken am Versuchskörper POCL-5-1

Die Ergebnisse dieser Messungen sind in den folgenden Diagrammen zu finden. In Abbildung 4.27 sind die Kraft-Schlupfkurve, die mit der konventionellen Messtechnik ermittelt wurde, und die Kraft-Schlupfkurve, die sich aus der optischen Messung ergab, gegenübergestellt (mittlerer Schlupf aus „Weg Seite A“ und „Weg Seite B“). Die beiden Kurven zeigen lediglich im ansteigenden Bereich geringe Unterschiede, was darauf zurückzuführen ist, dass einer der Wegaufnehmer zunächst negative Verschiebewerte lieferte, wohingegen der andere eine positive Verschiebung aufwies. Die verbliebenen Differenzen lassen sich durch die unterschiedliche Rissbildung auf der Vor- und Rückseite erklären.

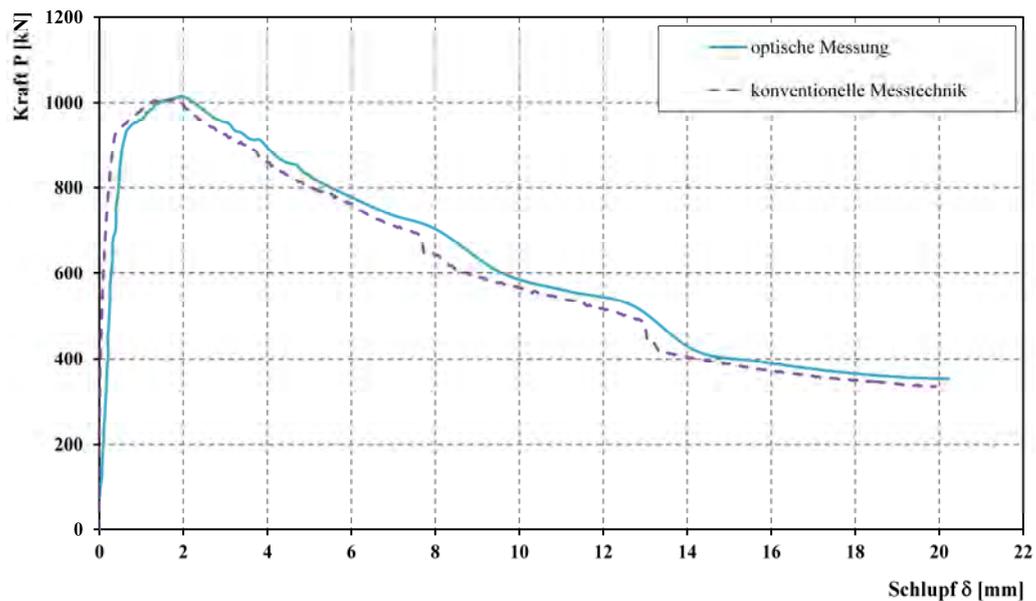


Abbildung 4.27: Vergleich der Kraft-Schlupfkurven mit konventioneller Messtechnik und optischer Messung (POCL-5-1)

In Abbildung 4.28 sind die mit dem optischen Messsystem ermittelten Schlupfwerte („Weg Seite A“ und „Weg Seite B“) den auf gleicher Höhe ermittelten Schlupfwerten („Weg Seite A horizontal“ und „Weg Seite B horizontal“) gegenübergestellt. Diese Verformungen sind zur anschaulicheren Darstellung über den linearen Verschiebungsverlauf der hydraulischen Prüfmaschine aufgetragen. Es ist leicht zu erkennen, dass die jeweils zugehörigen Werte nur sehr geringe Abweichungen aufweisen, die Stauchung des Stahls daher vernachlässigt werden kann und die Ergebnisse der Wegaufnehmer mit Befestigung an der Kopfplatte ausreichend genau sind.

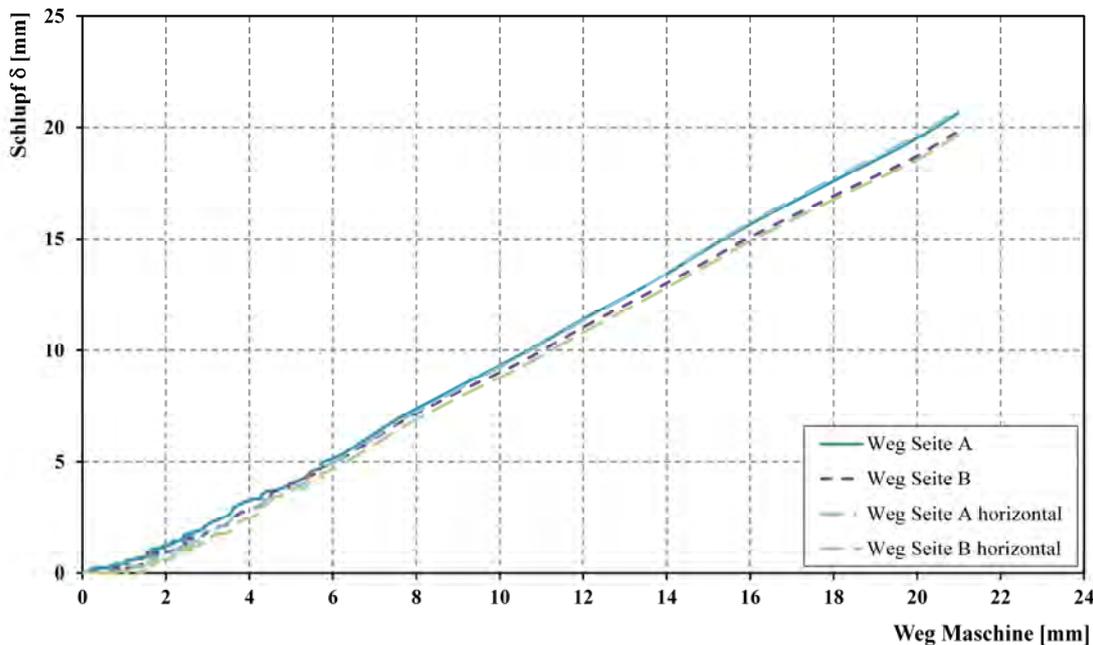


Abbildung 4.28: Einfluss der Messposition auf die Schlupfmessung (POCL-5-1)

Der Vergleich der gegenseitigen horizontalen Verschiebungen der beiden UHPC-Scheiben über die Messstellen „Weg oben“ und „Weg unten“ ist in Abbildung 4.29 dargestellt. Die Maschinenkraft P ist über die beiden horizontalen Verschiebungen aufgetragen, wodurch sehr gut zu sehen ist, dass bis zur maximalen Last weder oben noch unten große Verformungen auftraten. Erst nach dem Versagen des Versuchskörpers steigen die horizontalen Verformungen deutlich an. Dies passt zur Auswertung der Kraft in den Zugstangen. Diese steigt ebenfalls erst nach Erreichen der Maximallast an. In Abbildung 4.29 sind zu einer gegebenen Kraft P die horizontalen Verformungen beim „Weg unten“ immer größer als diejenigen beim „Weg oben“. Da bei dieser Auswertung auch die Rissbildung eine Rolle spielt, die im unteren Bereich stärker war als im oberen, kann der Unterschied der horizontalen Verschiebungen allerdings nicht alleine auf die exzentrische Lagerung zurückgeführt werden. Der Einfluss der Exzentrizität zeigt sich vor allem vor Erreichen der Höchstlast, also vor dem Beginn der Rissbildung.

Mit Hilfe der flächigen, optischen Messung wurde in Abbildung 4.30 die Verschiebung in z-Richtung sowie eine Visualisierung der Risse für den Endzustand dargestellt. Die z-Richtung zeigt dabei in die Bildebene hinein, so dass die negativen Verschiebungen des UHPC's im Bereich der Verbunddübelleiste einen Betonausbruch nach vorne bedeuten. Diese Verschiebung resultiert aus dem Spalten des PO-Körpers in Dickenrichtung. Der ausgewertete Bereich des Grauwertmusters grenzt nicht direkt an die Verbunddübelleiste, da es in diesem Bereich bedingt durch den Schattenwurf des Stahls zu Problemen bei der Auswertung kommt. Die Visualisierung der Risse in

Abbildung 4.30 (rechts) geschieht über die Darstellung der Hauptformänderungen der UHPC-Scheiben, die dort, wo sich Risse ausbilden größer sind als an anderen Stellen. In Abbildung 4.30 ist zusätzlich die horizontale Verschiebung der beiden UHPC-Scheiben ersichtlich (vgl. Auswertung in Abbildung 4.29). Diese flächigen Auswertungen wurden unter anderem dazu verwendet, um zu entscheiden, ob ein hauptsächliches Beton- oder Stahlversagen der Probekörper vorgelegen hat.

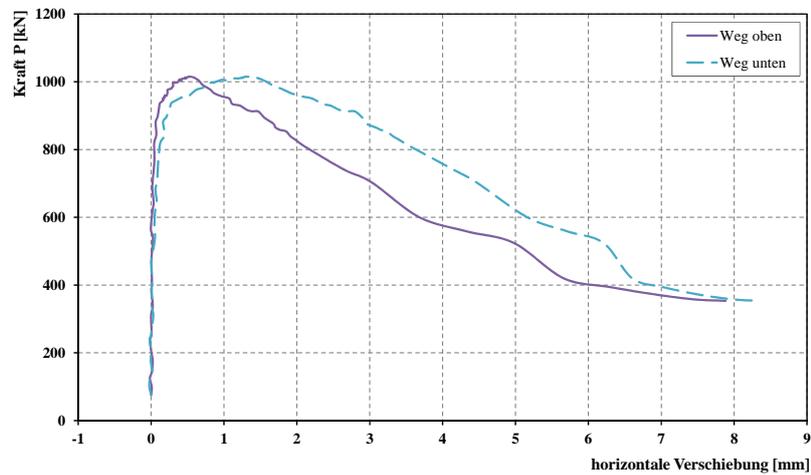


Abbildung 4.29: Horizontale Verschiebungen in Abhängigkeit der Maschinenkraft (POCL-5-1)

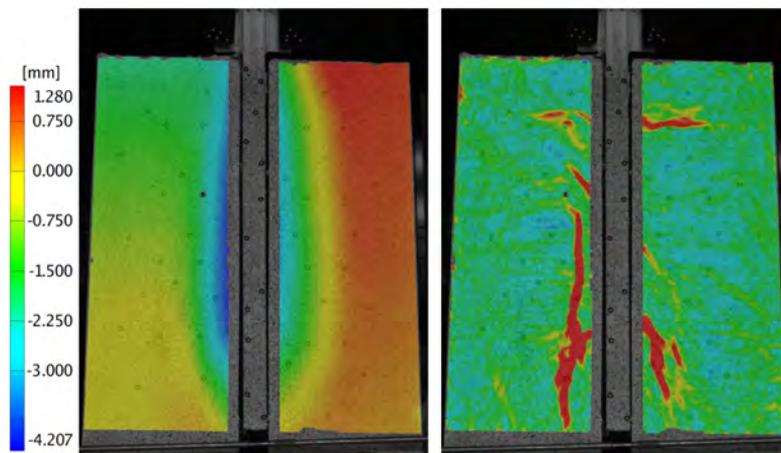


Abbildung 4.30: Verschiebung in z-Richtung (links) und Rissbildung (rechts) bei Versuchsende am Beispiel des Probekörpers POCL-5-1

4.4 Numerische Untersuchungen

Begleitend zu den experimentellen Untersuchungen wurden numerische Untersuchungen durchgeführt. Dazu wurde das FE-Programm ABAQUS verwendet, mit welchem sowohl materiell als auch geometrisch nichtlineare Berechnungen durchgeführt werden können und welches verschiedene Möglichkeiten zur Simulation des Kontakts bietet. Im Rahmen der numerischen Untersuchungen wurde immer auf die doppelte Symmetrie der Versuchskörper zurückgegriffen und nur ein Viertelmodell der PO-Körper untersucht. In den folgenden Kapiteln werden die wichtigsten Grundlagen und Ergebnisse der FE-Berechnungen vorgestellt.

4.4.1 Nichtlineare Finite Elemente Berechnungen

Nichtlineare Systeme zeichnen sich dadurch aus, dass sich die Systemantwort nicht proportional zur aufgebrachten Kraft verhält. Dabei können allgemein drei unterschiedliche Arten von nichtlinearen Effekten unterschieden werden [45].

- Geometrische Nichtlinearität führt aufgrund großer Verschiebungen oder Rotationen zu einem nichtlinearen Verhalten.
- Unter materieller Nichtlinearität versteht man einen nichtlinearen Zusammenhang zwischen Spannungen und Verzerrungen eines Werkstoffes. Bei der Berechnung der Push-Out-Körper sollen sowohl dem Stahl, als auch dem Beton ein plastisches Materialverhalten zugewiesen werden.
- Nichtlinearität infolge wechselnder Randbedingungen tritt häufig bei Kontaktproblemen auf, wobei sich die Randbedingungen infolge der Deformationen der Kontaktflächen ändern.

Bei der Lösung nichtlinearer Problemen unterscheidet man allgemein zwischen impliziten und expliziten Methoden. In ABAQUS stehen dafür die Solver *ABAQUS/Standard* (implizit) und *ABAQUS/Explicit* (explizit) zur Verfügung. Die Wahl des Berechnungsverfahrens richtet sich vor allem nach der jeweiligen Problemstellung, wobei ein entscheidendes Kriterium das Konvergenzverhalten und die daraus resultierende numerische Stabilität ist. Nachfolgend werden die Lösungsverfahren beider Solver kurz beschrieben.

ABAQUS/Standard

Die implizite Berechnung in ABAQUS/Standard folgt dem Standard Newton-Raphson-Verfahren. Dieses Verfahren zählt zu den Iterationsverfahren. Dabei wird die Last P eines jeden Lastschrittes in sogenannte Lastinkremente ΔP unterteilt und anschließend inkrementweise auf das System aufgebracht. Diese Lastaufbringung erfolgt jeweils ausgehend von einem bekannten Grundzustand (u_0). Hieraus ergibt sich ein Lastniveau P , das wiederum zu einem unbekanntem Nachbarzustand gehört. Die Ermittlung dieses Nachbarzustandes erfolgt über das statische Gleichgewicht zwischen den inneren Kräften I (Knotenkräfte aus Spannungen) und den an den Knoten angreifenden äußeren Kräften P .

$$0 = P - I$$

Um dieses statische Gleichgewicht zu bestimmen, sind in der Regel mehrere Iterationen notwendig. Wobei nach jeder der Iterationen die Aufstellung einer neuen tangentialen Steifigkeitsmatrix erforder-

derlich wird (Abbildung 4.31). Ist das statische Gleichgewicht nicht erreicht, ergibt sich aus der Differenz der inneren und äußeren Kräfte das sogenannte Residuum R .

$$R_a = P - I_a$$

Es werden solange Iterationen durchgeführt, bis dieses Residuum einen gewissen Toleranzwert unterschreitet. Wird innerhalb eines Lastinkrementes keine Konvergenz erreicht, wird das Lastinkrement zunächst von ABAQUS automatisch verkleinert. Wird jedoch eine vorgegebene maximal zulässige Anzahl von Iterationsschritten überschritten, führt dies zu einem Abbrechen der Berechnung.

Der Vorteil des Newton-Raphson Verfahrens liegt in seiner schnellen Konvergenz. Konvergenzprobleme können auftreten wenn die Last-Verformungskurve nicht monoton steigt, was besonders bei hochgradig nichtlinearen Problemen der Fall ist. Ein weiterer Nachteil des Verfahrens ist, dass bei jedem Iterationsschritt die Steifigkeitsmatrix und das Gleichungssystem neu ermittelt werden müssen. Dies bedeutet, dass besonders bei einer hohen Anzahl von Iterationen, abhängig von der Anzahl der Freiheitsgrade, der rechnerische Aufwand sehr stark zunimmt.

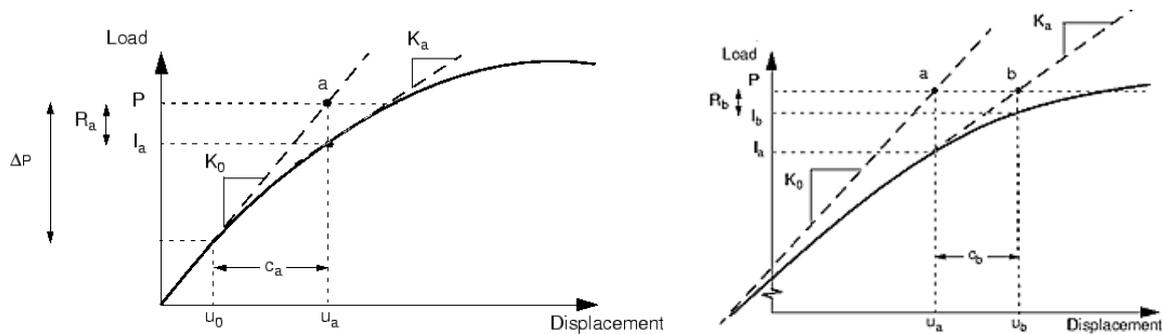


Abbildung 4.31: Erste Integration (links) und zweite Integration (rechts) für ein Lastinkrement ΔP [45]

ABAQUS/Explicit

ABAQUS/Explicit verwendet zur Lösung von nichtlinearen Problemen die zentrale Differenzenmethode. Dabei wird anstelle des statischen Gleichgewichts zwischen den inneren und äußeren Kräften das folgende dynamische Gleichgewicht unter Vernachlässigung der Dämpfung für jedes Zeitinkrement gefordert.

$$\mathbf{M} \cdot \ddot{\mathbf{u}}_{(t)} = (\mathbf{P}_{(t)} - \mathbf{I}_{(t)})$$

mit: \mathbf{M}

Massenmatrix

$\ddot{\mathbf{u}}_{(t)}$

Vektor der Knotenbeschleunigung zum Zeitpunkt t

$\mathbf{P}_{(t)}$

äußere Kräfte zum Zeitpunkt t

$\mathbf{I}_{(t)}$

innere Kräfte zum Zeitpunkt t

Die Verschiebungen zum Zeitpunkt $t + \Delta t$ werden durch die Betrachtung des Gleichgewichtes am bekannten Zeitpunkt t bestimmt. Wie in [46] beschrieben entspricht der verwendete Algorithmus einer schrittweisen Ausbreitung der aufbrachten Last (von Element zu Element) durch den gesamten Körper hindurch. Die Systemantwort wird durch die Lösung der Bewegungsgleichungen auf Elementniveau ermittelt, wobei die Bedingungen während eines Zeitinkrementes herangezogen

werden, um die des darauffolgenden zu berechnen. Nachfolgend ist der gesamte Ablauf des Algorithmus kurz zusammengefasst.

Im ersten Schritt wird das dynamische Gleichgewicht gebildet und nach der Beschleunigung $\ddot{\mathbf{u}}_{(t)}$ aufgelöst. Man verwendet bei der expliziten Methode immer eine diagonale Massenmatrix, wodurch die Matrixinversion trivial wird und das Gleichungssystem ohne Faktorenerlegung einer Matrix gelöst werden kann.

$$\ddot{\mathbf{u}}_{(t)} = \mathbf{M}^{-1}(\mathbf{P}_{(t)} - \mathbf{I}_{(t)})$$

Anschließend erfolgt die Integration innerhalb des Zeitinkrements. Wobei die Knotenverschiebungen \mathbf{u} zum Zeitpunkt $t + \Delta t$ mithilfe der bereits bekannten Zustände der vorhergehender Zeitpunkte berechnet werden.

$$\ddot{\mathbf{u}}_{(t+\frac{\Delta t}{2})} = \ddot{\mathbf{u}}_{(t-\frac{\Delta t}{2})} + \frac{(\Delta t_{(t+\Delta t)} + \Delta t_{(t)})}{2} \ddot{\mathbf{u}}_{(t)}$$

$$\dot{\mathbf{u}}_{(t+\frac{\Delta t}{2})} = \dot{\mathbf{u}}_{(t-\frac{\Delta t}{2})} + \ddot{\mathbf{u}}_{(t)} \Delta t_{(t+\Delta t)}$$

$$\mathbf{u}_{(t+\Delta t)} = \mathbf{u}_{(t)} + \Delta t_{(t+\Delta t)} \dot{\mathbf{u}}_{(t+\frac{\Delta t}{2})}$$

Im letzten Schritt werden aus den Knotenverschiebungen die Verzerrungen, die Verzerrungsrate und die daraus resultierenden Spannungen in den Elementen berechnet. Mit dem nächsten Zeitinkrement beginnt das Vorgehen wieder von vorne.

Bei expliziten Berechnungen spielt dabei die numerische Stabilität eine wichtige Rolle. Dabei ist vor allem von Interesse, unter welchen Bedingungen endliche Störungen des numerischen Verfahrens vermindert werden können. Um eine ausreichende Genauigkeit der Ergebnisse sicher zu stellen, müssen die Zeitinkremente im Vergleich zur impliziten Methode viel kleiner gewählt werden. In [47] wird als Stabilitätslimit die Einhaltung eines kritischen Zeitinkrements Δt_{max} gefordert, damit der Algorithmus stabil arbeitet. Wobei ω_{max} den höchsten Eigenwert des Elements und ξ den kritischen Dämpfungsfaktor in diesem Eigenmode darstellt.

$$\Delta t \leq \Delta t_{max} = \frac{2}{\omega_{max}} (\sqrt{1 + \xi^2} - \xi)$$

Anschaulich ausgedrückt entspricht das kritische Zeitinkrement Δt_{max} der Zeit, die eine Schallwelle benötigt, um das kleinste Element im Modell zu durchqueren. Diese Zeit ergibt sich daher aus der Seitenlänge l des kleinsten Elementes und der Wellengeschwindigkeit (Schallgeschwindigkeit) c_s des Werkstoffes. Je kleiner die Elemente des Modells sind, desto kleiner wird das maximale Zeitinkrement. Des Weiteren haben auch die Materialeigenschaften einen Einfluss auf das kritische Zeitinkrement, so kann bei einer Erhöhung der Dichte des Materials auch ein höherer Wert für Δt verwendet werden. Dies wird zum Beispiel beim sogenannten *Mass Scaling* ausgenutzt, um eine Verkürzung der Berechnungszeit zu erreichen [46], [47], [48].

$$\Delta t_{max} = \frac{l}{c_s} = l \sqrt{\frac{\rho}{E}}$$

Da die Verschiebungs- und Spannungszustände mittels Rekursionsformel ermittelt werden, ist keine iterative Lösung der nichtlinearen Gleichungssysteme notwendig. Zudem müssen keine Steifigkeitsmatrizen aufgestellt werden. Dies führt bei Systemen mit einer hohen Anzahl von Freiheitsgraden zu einer deutlichen Reduktion des rechnerischen Aufwandes und des Speicherbedarfs gegenüber der impliziten Berechnung. Ein weiterer Vorteil des Verfahrens ist die Robustheit hinsichtlich des Konvergenzverhaltens auch bei stark nichtlinearen Problemstellungen und komplizierten Kontaktbedingungen.

4.4.2 Materialmodellierung von Beton

Um bei FE-Berechnungen ein gutes Ergebnis zu erzielen, spielt die Definition des Materialverhaltens eine entscheidende Rolle. Eine besondere Herausforderung bildet dabei die Beschreibung des nichtlinearen Verhaltens von Beton. Aufgrund des sehr unterschiedlichen Verhaltens auf Zug- und Druckbeanspruchungen und des Auftretens von festigkeitsmindernden Rissen wird ein komplexes Materialmodell benötigt. Zur Modellierung des nichtlinearen Verhaltens von Beton bieten sich in ABAQUS mit dem *Concrete Smeard Cracking*, dem *Brittle Cracking* und dem *Concrete Damaged Plasticity* drei unterschiedliche Materialmodelle an.

Das *Concrete Smeard Cracking*-Modell (CSC) ist für Anwendungen konzipiert, bei denen der Beton im Wesentlichen durch monotone Spannungen bei niedrigem Druck belastet wird. Schädigungen im Beton werden über verschmierte Risse berücksichtigt.

Das CSC-Modell ist nur in ABAQUS/Standard verfügbar und wird hier deshalb nicht weiter untersucht.

Das *Brittle Cracking*-Modell (BC) ist für Anwendungen gedacht, bei denen das mechanische Verhalten des Betons von der Zugrissbildung dominiert wird. Dabei erfolgt eine nichtlineare Beschreibung des Betons nur auf der Zugseite. Auf der Druckseite wird immer ein linear-elastisches Verhalten definiert. Laut [45] werden mit dem BC-Modell die besten Ergebnisse bei sehr sprödem Verhalten erzielt, zudem wird es ermöglicht Elemente zu entfernen, die das Kriterium für Spröbruch erreicht haben. Entfernte Elemente haben anschließend keinen Einfluss mehr auf die weitere Berechnung. Bei den vorliegenden Push-Out Körpern weisen die Körper mit fast reinem Betonversagen ein sehr sprödes Verhalten auf, weshalb es denkbar wäre, dass für diese Körper das BC-Modell gut geeignet sein könnte. In [49], [50] konnten mit dem BC-Modell auf jeden Fall gute Ergebnisse bei der Nachrechnung von Push-Out Körpern erreicht werden.

Das *Concrete Damaged Plasticity*-Modell (CDP) nutzt Konzepte der isotropen, geschädigten Elastizität in Kombination mit isotropen Zug- und Druckkräften, um die Plastizität des inelastischen Verhaltens von Beton darzustellen. Es wurde für Betone konzipiert, welche monotonen und dynamischen Belastungen bei niedrigem Dauerdruck ausgesetzt sind [45]. Bei den Berechnungen von Push-Out Körpern in [49] und [51] hat sich das CDP-Modell als geeignet erwiesen. Nachfolgend werden kurz einige Aspekte des Materialmodells erklärt, da dieses für die FE-Berechnungen zur Anwendung gekommen ist.

Concrete Damaged Plasticity (CDP)

Beim CDP-Modell handelt es sich um ein plastisches Schädigungsmodell, welches auf den Ansätzen nach Lubliner et al [52] sowie Lee und Fenves [53] basiert. Als Voraussetzung für den elastischen Bereich gilt ein isotropes linear-elastisches Materialverhalten. Die linear-elastische Steifigkeit wird als Grundlage des plastischen Schädigungsmodells benötigt. Dieses beruht auf der Verringerung der elastischen Steifigkeit durch auftretende Schädigungen infolge plastischer Dehnungen, wodurch die steifigkeitsmindernde Wirkung von Rissen abgebildet wird.

Unter einaxialer Druckbeanspruchung herrscht bis zum Erreichen der Streckgrenze σ_{c0} eine linear-elastische Spannungs-Dehnungsbeziehung. Beim Übergang in den plastischen Bereich entstehen erste Mikrorisse, jedoch ist im Beton eine weitere Spannungszunahme bis zum Erreichen der Bruchfestigkeit σ_{cu} zu erkennen. Anschließend folgt die Entfestigung des Betons infolge Zerschierung und Volumenzunahme mit immer größer werdenden Dehnungen (vgl. Abbildung 4.32).

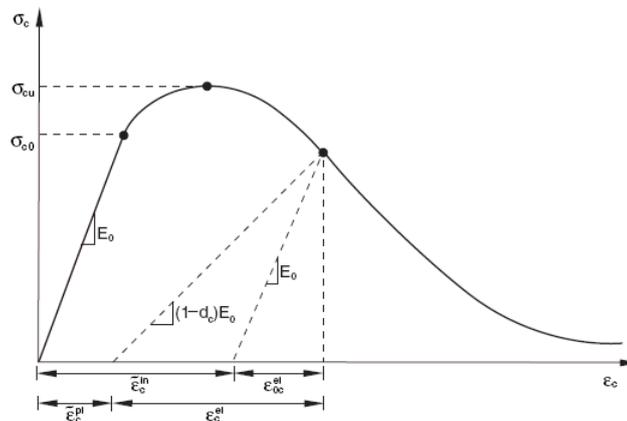


Abbildung 4.32: Spannungs-Dehnungsbeziehung für einaxiale Druckbelastung [54]

Da sich geschädigter Beton bei Entlastung in der Realität nicht nach der Steifigkeit des linear-elastischen Bereichs E_0 richtet, werden Schädigungsparameter d_c benötigt, um das weichere Verhalten des Betons in Form von einer abgeminderten Steifigkeit zu beschreiben $(1 - d_c) \cdot E_0$. Dabei können für d_c Werte zwischen 0 (keine Schädigung) und 1 (kompletter Steifigkeitsausfall) angegeben werden. In ABAQUS erfolgt die Eingabe der Spannungs-Dehnungsbeziehung der Druckseite mittels der Spannung σ_c und der inelastischen Dehnung $\bar{\epsilon}_c^{in}$. Die inelastische Dehnung ergibt sich aus der nachfolgenden Gleichung, wobei ϵ_c die Gesamtdehnung und ϵ_{0c}^{el} die elastische Dehnung mit der unbeschädigten Steifigkeit darstellen.

$$\bar{\epsilon}_c^{in} = \epsilon_c - \epsilon_{0c}^{el} \quad \text{mit: } \epsilon_{0c}^{el} = \sigma_c / E_0$$

Mit Hilfe der Schädigungsparameter werden in ABAQUS nun die abgeminderte elastische Dehnung ϵ_c^{el} , die plastische Dehnung $\bar{\epsilon}_c^{pl}$ und die sogenannte effektive Spannung $\bar{\sigma}_c$ berechnet.

$$\varepsilon_c^{el} = \frac{\sigma_c}{(1 - d_c)E_0}$$

$$\tilde{\varepsilon}_c^{pl} = \varepsilon_c - \varepsilon_c^{el} = \tilde{\varepsilon}_c^{in} - \frac{d_c}{(1 - d_c)} \cdot \frac{\sigma_c}{E_0}$$

$$\bar{\sigma}_c = (1 - d_c) \cdot \varepsilon_c^{el} = \frac{\sigma_c}{(1 - d_c)E_0}$$

Bei einaxialer Zugbeanspruchung geht das Modell ebenfalls von einer linear-elastischen Spannungsdehnungsbeziehung bis zum Erreichen der Zugfestigkeit σ_{t0} aus. Bei Erreichen der Zugfestigkeit beginnen im Beton Mikrorissbildungen. Diese werden makroskopisch durch eine Entfestigung mit zunehmenden Dehnungen abgebildet. Analog zur Druckbeanspruchung können für den Zugbereich auch Schädigungsparameter d_t definiert werden, mit deren Hilfe der Steifigkeitsverlust infolge von Rissbildungen berücksichtigt wird. Die Eingabe des Zugverhaltens im Nachbruchbereich kann über die Eingabe der Spannungs-Dehnungsbeziehung oder über Bruchenergiekriterien erfolgen.

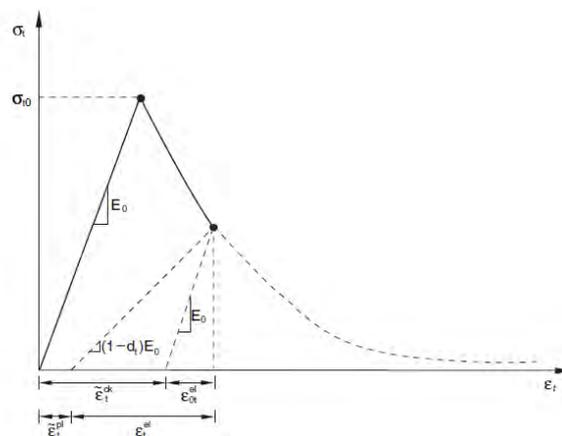


Abbildung 4.33: Spannungs-Dehnungsbeziehung für einaxiale Zugbelastung [51]

Die Eingabe über die Spannungs-Dehnungsbeziehung erfolgt analog der Eingabe des Druckbereichs. Die Spannungen werden dabei in Abhängigkeit der inelastischen Dehnung $\tilde{\varepsilon}_t^{ck}$ infolge Rissbildung eingegeben. In den angeführten Formeln des Druckbereichs werden die jeweiligen Indizes von c durch t ersetzt (Abbildung 4.33).

Die Bruchenergie von Beton G_f ist jene Energie, die benötigt wird, um Risse pro Flächeneinheit zu öffnen. Die Eingabe in ABAQUS erfolgt nicht über eine Spannungs-Dehnungsbeziehung, sondern über eine Spannungs-Verschiebungskurve mit der Rissöffnungsweite u_t^{ck} . Dabei wird davon ausgegangen, dass die übertragbaren Spannungen durch einen entstehenden Riss abnehmen und ab einer definierten Öffnung nahezu Null werden (vgl. Abbildung 4.34, linkes Bild). Die plastischen Verschiebungen im Beton werden in ABAQUS automatisch nach folgender Gleichung aus der Rissöffnungsweite umgerechnet, wobei l_0 einer auf 1 normierten Längeneinheit entspricht.

$$u_t^{pl} = u_t^{ck} - \frac{d_t}{(1 - d_t)} \cdot \frac{\sigma_t \cdot l_0}{E_0}$$

Alternativ kann auch die Bruchenergie G_f als Materialparameter definiert und in ABAQUS eingegeben werden. Dabei wird vereinfacht ein linearer Steifigkeitsverlust nach der ersten Rissbildung bei σ_{t0} angenommen. Die Versagensverschiebung u_{t0} ergibt sich aus Abbildung 4.34.

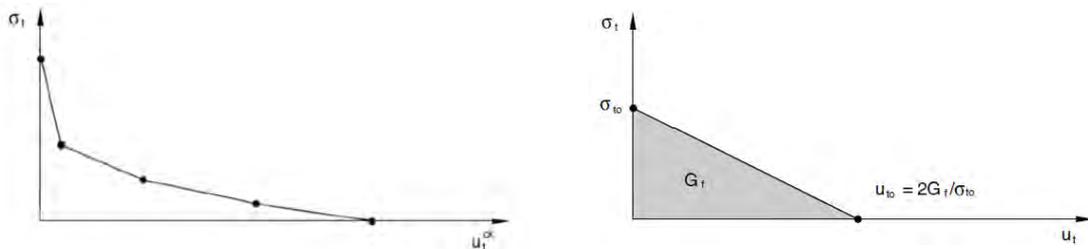


Abbildung 4.34: Spannungs-Rissbreiten- (links) und Spannungs-Bruchenergiebeziehung (rechts) [45]

Zur Abbildung des Betons wird neben dem Verhalten bei einaxialer Belastung noch das mehraxiale Tragverhalten benötigt. Dieses erfolgt über sogenannte Fließflächen. Eine Fließfläche besteht aus einer Anzahl von Spannungsverhältnissen, bei denen es zum Versagen im Beton kommt. Die dafür in ABAQUS benötigten Eingabewerte sind nachfolgend aufgelistet. Genauer Definitionen und Funktionsweisen sind den ABAQUS Handbüchern [45], [47] zu entnehmen und im folgenden kurz aufgelistet. Es sind

- der Dilatationswinkel ψ
- die Exzentrizität e
- das Verhältnis der zweiaxialen zur einaxialen Druckfestigkeit f_{b0}/f_{c0}
- das Verhältnis der zweiten Spannungsinvarianten auf der Zugachse zu der auf der Druckachse K
- die Viskosität

4.4.3 Modellbildung in ABAQUS

Bei der Abbildung der Push-Out Versuche wird die Doppelsymmetrie der Körper wie bereits erwähnt ausgenutzt. Deshalb muss nur ein Viertel des Gesamtkörpers abgebildet werden. Dadurch kann erheblich an Rechenzeit und Speicherplatz eingespart werden. Die geometrische Abbildung der Push-Out Körper setzt sich aus vier Teilen (*Parts*) zusammen. Dies sind die Stahldübelleiste, die Betonscheibe, die Auflagerplatte und die Dübelabschirmung.

Die Auflagerplatte und die Dübelabschirmung wurden direkt in ABAQUS/CAE gezeichnet. Die Betonscheibe wurde zunächst als Hexaeder erstellt. Aus diesem Hexaeder wurde im Modul *Assembly* durch die Funktion *Cut* die Klothoidenform der Stahlleiste und die Dübelabschirmung ausgeschnitten. Durch Zusammenfügen der einzelnen *Parts* im Modul *Assembly* erhält man das endgültige Modell, welches in Abbildung 4.35 dargestellt ist.

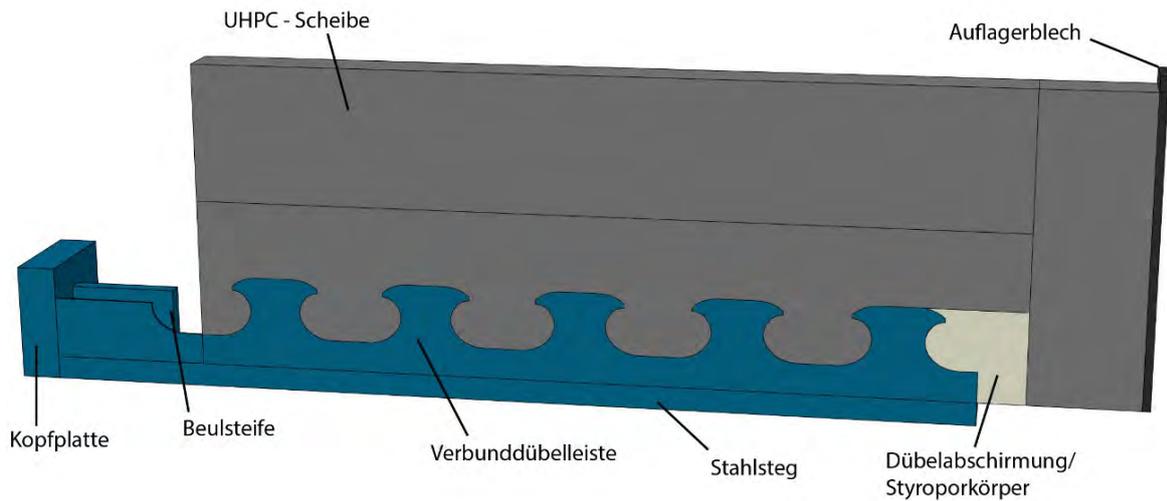


Abbildung 4.35: Aufbau des FE-Modells

Die Lagerung der Betonscheibe erfolgt über eine Auflagerplatte aus Stahl. Die Auflagerplatte und die Betonscheibe sind über Kontaktbedingungen miteinander verbunden, welche Normalkräfte und Reibung zwischen den beiden Oberflächen berücksichtigt. Die Auflagerplatte ist unverschieblich in X-, Y- und Z-Richtung gelagert (Abbildung 4.36).

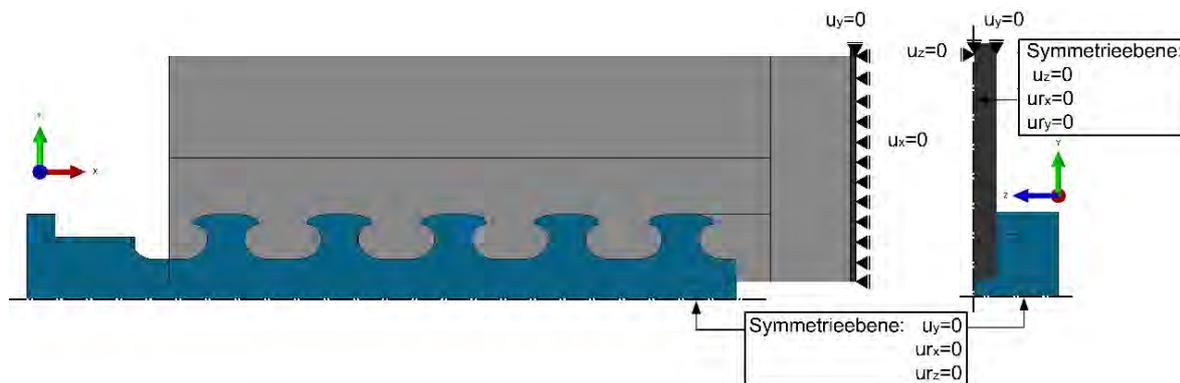


Abbildung 4.36: Rand- und Auflagerbedingungen des Viertelmodells

Da nur ein Viertel des Gesamtkörpers für die numerischen Untersuchungen abgebildet wird, ergeben sich zwei Symmetrieschnittebenen, welche Symmetrierandbedingungen benötigen (Abbildung 4.36). Die Symmetrieebene X - Y teilt die Betonscheibe und die Stahldübelleiste in ihrer Dickenrichtung und es wird die Verschiebung in Z-Richtung ($u_z = 0$) und die Rotationen um die X- und Y-Achse ($u_{r_x} = u_{r_y} = 0$) festgehalten. Die Symmetrieebene Y - Z verläuft in der Mitte des Stahlflansches. Dabei wird die Verschiebung in Y-Richtung ($u_y = 0$) und die Rotation um die X- und Z-Achse ($u_{r_x} = u_{r_z} = 0$) festgehalten.

Eine Berechnung mit nur einer Symmetrieebene, also einem halben Modell des PO-Körpers lieferte die gleichen Ergebnisse, wie das Viertelmodell, wodurch gezeigt werden konnte, dass ein Viertelmodell keine unzulässige Vereinfachung bedeutet.

Lastaufbringung

Die Lastaufbringung erfolgt wie im Versuch weggesteuert über die Kopfplatte. Dabei wird eine Verschiebung am Referenzpunkt (RP) aufgebracht (Abbildung 4.37). Die Oberseite der Kopfplatte ist mit allen Freiheitsgraden fest an den Referenzpunkt gekoppelt, wodurch sich die Kopfplatte mit dem Referenzpunkt mitverschiebt und eine Verschiebung der gesamten Kopfplatte simuliert wird. Die Verschiebung erfolgt nicht linear über die Berechnungszeit, sondern wird über eine Funktion dritter Ordnung beschrieben, um die Beschleunigung des Körpers möglichst gering zu halten.

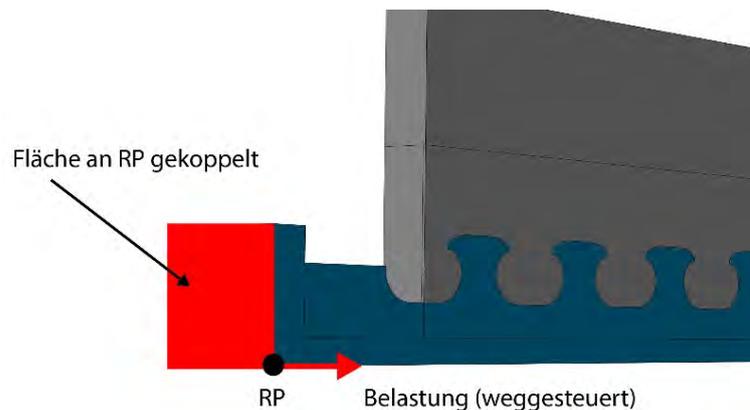


Abbildung 4.37: Belastungsaufbringung

Das Minimieren von dynamischen Effekten (geringe kinetische Energie) im Modell ist bei Berechnungen von quasi-statischen Problemen, wie bei der Simulation von statisch belasteten Push-Out Körpern, unbedingt notwendig, um realitätsnahe Ergebnisse zu erhalten. Großen Einfluss darauf hat die Verschiebungsgeschwindigkeit. Grundsätzlich wäre es möglich die Verschiebung sehr langsam aufzubringen, um gute Ergebnisse zu erhalten, jedoch ist die daraus folgende hohe Berechnungsdauer aus wirtschaftlicher Sicht sehr ungünstig. Allgemein sollte bei FE-Berechnungen stets ein Kompromiss zwischen ausreichender Ergebnissenauigkeit und einer kurzen Berechnungsdauer getroffen werden.

Die richtige FE-Vernetzung ist einer der entscheidenden Faktoren, um eine gute und realistische Nachrechnung eines Baukörpers zu gewährleisten. Dabei spielen mehrere Eingaben eine Rolle. An erster Stelle stehen die Wahl der Elementart und die Netzfeinheit. Des Weiteren sollte man grundsätzlich darauf achten eine gleichmäßige Netzstruktur zu erzeugen. Die Kantenlängen eines Elements sollten möglichst gleich sein. Übermäßig langgezogene und stark schiefwinklige Elemente sollten vermieden werden, da diese Einfluss auf die Berechnung nehmen und sogar zu einem Abbruch führen können. In den Kontaktbereichen sollte darauf geachtet werden, dass die Stahlelemente und die Betonelemente die gleiche Größe haben und die Elementknoten übereinanderliegen, wie auch der Abbildung 4.38 zu entnehmen ist. Dadurch wird besonders am Anfang der Berechnung, wo die Verschiebungen in der Verbundfuge noch sehr gering sind, das Eindringen eines Materials in das Andere vermieden und eine gute Kraftübertragung in der Kontaktfläche gewährleistet.

Elemente und Vernetzung

Die Netzgenerierung wird getrennt für jeden *Part* durchgeführt. Die *Parts* müssen in einem ersten Schritt partitioniert werden, da diese sonst nicht vernetzt werden können. Dabei wird die komplexe

Form der UHPC-Scheibe und der Verbunddübelleiste, die durch die Form der Stahldübel entsteht, in möglichst einfache geometrische Körper unterteilt. Für die Nachrechnung der Push-Out Körper wird eine globale Elementgröße von 5 mm gewählt. Verkleinert werden die Elemente im Bereich der Dübel zwischen Stahl und Beton, da hier die größten Elementverzerrungen und Dehnungen auftreten. Des Weiteren können durch eine feinere Vernetzung die Rundungen der Dübelgeometrie besser abgebildet werden.

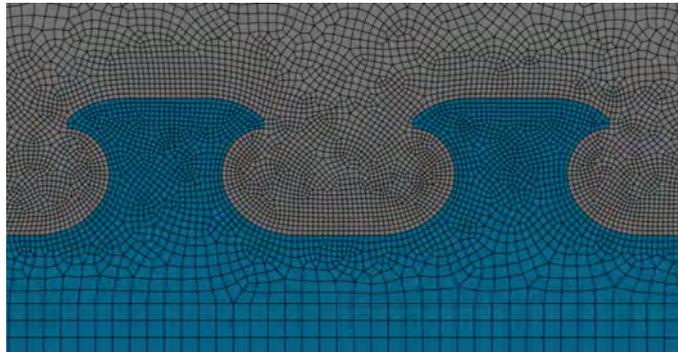


Abbildung 4.38: Vernetzung im Dübelbereich mit einem Element in Stahlblechdicke

Nach der Festlegung der Elementgröße wird über den Menüpunkt *Mesh Controls* die Elementform und die Vernetzungstechnik gewählt. Für die Nachrechnung der Push-Out Körper werden hexaederförmige Kontinuums-elemente verwendet. Anschließend können die einzelnen *Parts* vernetzt werden. In Abbildung 4.39 ist das vernetzte Modell des Push-Out Körpers dargestellt.

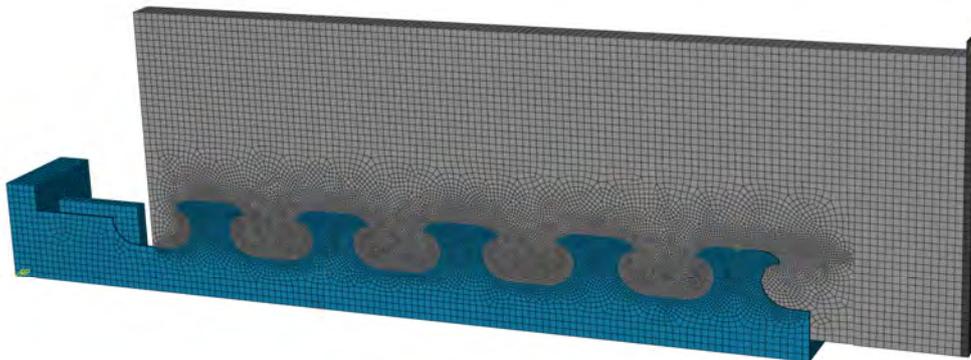


Abbildung 4.39: FE-Netz des gesamten Modells

Kontaktmodellierung

Eine der Schwierigkeiten bei der Nachrechnung der Push-Out Körper ist die Modellierung des Kontaktverhaltens in der Verbundfuge. Um sinnvolle und realistische Ergebnisse zu erhalten, ist es wichtig, dass die Kräfte von der Verbunddübelleiste gut in die UHPC-Scheibe eingeleitet werden. Zur Modellierung dieser Kraftübertragung werden Kontaktbedingungen an der Dübelstirnseite und an der Dübelseitenfläche definiert (siehe Abbildung 4.40). Zudem wird noch eine Kontaktfläche zwischen UHPC-Scheibe und Auflagerblech eingeführt, um die Auflagerbedingungen abzubilden. Es werden Kontaktformulierungen normal und tangential zu den Kontaktflächen 1, 2 und 3 berücksichtigt. Dadurch können Kräfte zwischen den Flächen sowohl über Druck als auch über Reibung

übertragen werden. Abbildung 4.40 ist eine Legende für die Reibbeiwerte beigefügt. Die erste Zahl gibt beispielsweise den Reibbeiwert der Dübelstirnfläche an, der in diesem Fall für alle drei Reibflächen zu 0,6 gewählt wurde. Der Einfachheit halber erfolgte also immer nur die Angabe der ersten Nachkommastelle.

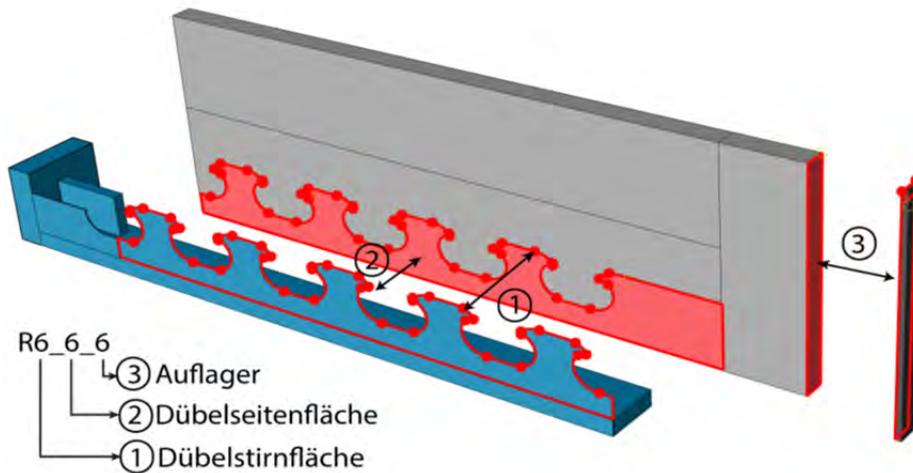


Abbildung 4.40: Darstellung der Kontaktflächen und Erläuterung der Angaben zu den Reibbeiwerten

4.4.4 Ergebnisse der Finite Elemente Berechnungen

Stellvertretend für die Berechnung aller Versuchskörper mit Beton- und Stahlversagen sind im Folgenden die Nachrechnungsergebnisse für jeweils einen Körper dargestellt.

Betonversagen

Beim Betonversagen (Spalten) erfolgte nach einer geringen Relativverschiebung immer ein sehr sprödes Versagen. Der Stahl weist dann noch keine ausgeprägten plastischen Dehnungen auf. Im Labor wurden mehrere Versuche mit Stahlblechdicken $t_w = 5/10 \text{ mm}$ (S355) und Betonscheibendicken $t_c = 40/50/60 \text{ mm}$ durchgeführt (vgl. Abbildung 4.9 und Abbildung 4.10). In Abbildung 4.41 sind Rissbilder des Körpers POCL 6 dargestellt, wobei im rechten Bild das Spalten der Scheibe deutlich sichtbar wird.

Der Unterschied zwischen den Körpern mit $t_w = 5 \text{ mm}$ und $t_w = 10 \text{ mm}$ zeigte sich, wie bereits beschrieben, vor allem in der erreichten Last P_{\max} zum Zeitpunkt des Versagens. Aufgrund der sehr ähnlichen Ergebnisse wird hier nur der Versuchskörper POCL 6 vorgestellt. Dieser Körper weist eine Betonscheibendicke $t_c = 60 \text{ mm}$ und eine Stahlblechdicke von $t_w = 10 \text{ mm}$ auf. Des Weiteren wurde ein Stahl mit einer Streckgrenze $f_y = 363 \text{ N/mm}^2$ verwendet.

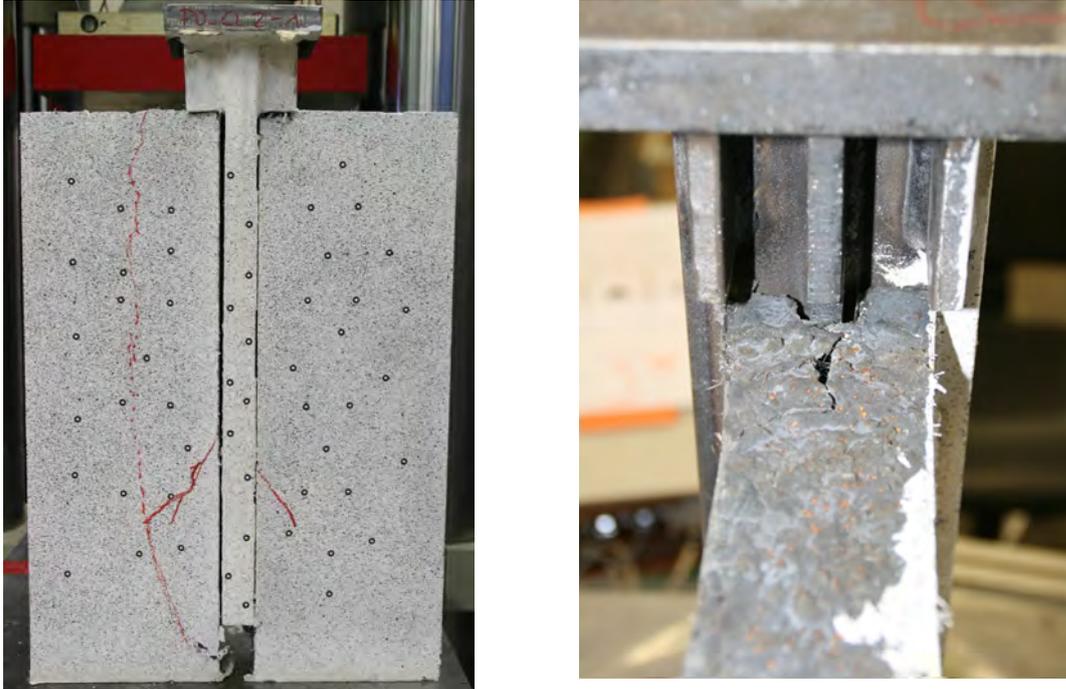


Abbildung 4.41: Rissbilder bei Betonversagen; Ansicht eines typischen Versuchskörpers von der Vorderseite (links) und Blick von oben Links auf die Oberseite des Versuchskörpers (rechts)

In Abbildung 4.42 ist die Kraft-Verformungskurve der FE-Berechnungen der realen Versagenskurve für Körper POCL-6-2 gegenübergestellt.

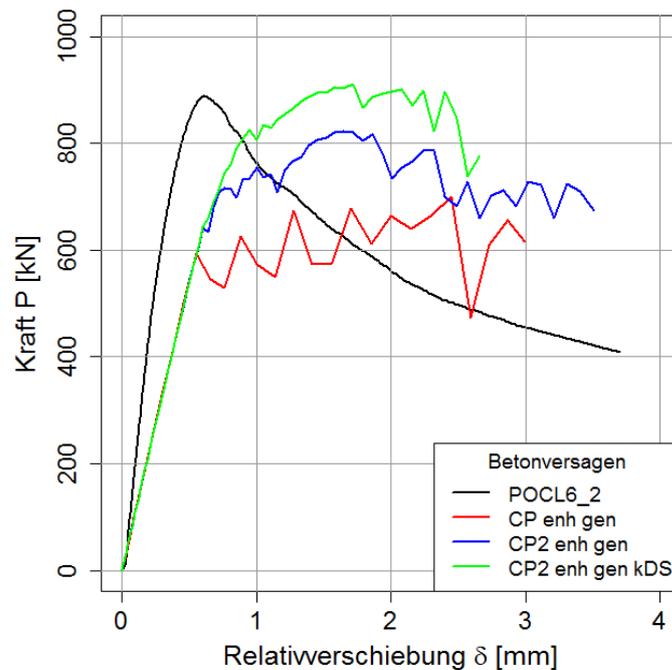


Abbildung 4.42: Berechnungsergebnisse zum Betonversagen im Vergleich zu den gemessenen Werten des Körpers POCL-6-2

Schwarz ist die Kurve des Experiments zu sehen und die Kurven „CP enh gen“, „CP2 enh gen“ sowie „CP2 enh gen KDS“ geben Ergebnisse der FE-Berechnungen mit Variation verschiedener Parameter für die Materialeinstellungen des Betons wieder. Es zeigte sich, dass mit dem Materialmodell „CP enh gen“ die Versuchskurve des Körpers POCL 6 deutlich unterschätzt wird. Dies ist auf starke plastische Dehnungen und Schädigungen des Betons infolge hoher Druckbeanspruchungen zurückzuführen. Mit der Eingabe eines duktileren Nachbruchbereichs auf der Betondruckseite (CP2) können bereits deutlich höhere ertragbare Kräfte erreicht werden. Mit dem Modell ohne Definition von Schädigungsparametern im Druckbereich (kDS) wird die maximal ertragbare Kraft am besten angenähert.

Unterschiede zeigen sich vor allem im Verlauf der Dübelkennlinien. Die Kurven des Laborversuchs und der Berechnung ohne Druckschädigung sind, abgesehen von den Anfangssteifigkeiten, bis zu einer Kraft $P = 800 \text{ kN}$ noch sehr ähnlich. Ab diesem Zeitpunkt treten in der Berechnung geringfügig größere Verschiebungen bis zum Erreichen der maximalen Kraft P_{max} auf. Diese größeren Verschiebungen könnten auf den Effekt der Haftreibung zurückzuführen sein. Die Maximallas-ten lassen sich jedoch mit Hilfe des vorgestellten Modells gut abschätzen.

Eine visuelle Darstellung von Rissen im Beton ist mit dem CDP-Modell vereinfacht über die Schädigungsvariable d_t möglich. Jedoch können auftretende Risse über die Verteilung der plastischen Dehnungen genauer bestimmt werden. Laut der Theorie von Lubiner et al [52], welche dem CDP-Modell zugrunde liegt, kann man von einer Rissbildung im Beton ausgehen, wenn die äquivalent plastische Zugdehnung ($PEEQT$) und die maximale plastische Hauptdehnung ($PE, Max, Principal$) größer Null sind. Die Ausrichtung des Risses kann über die Richtung der maximalen plastischen Hauptdehnungen bestimmt werden. Dabei steht der Tensor der Dehnung senkrecht zum wahrscheinlichen Rissufer [45], [52].

In Abbildung 4.43 sind die Dehnungen im Schnitt A-A für das Modell ohne Druckschädigung (CP2 enh gen kDS) dargestellt. Dabei ist zu erkennen, dass im Betondübel die höchsten plastischen Dehnungen auftreten und beide Dehnungen positiv sind. Die Ausrichtung der plastischen Hauptdehnungen deutet auf ein Spalten der Betonscheibe längs der Dickenrichtung hin. Zudem ist noch ein weiterer möglicher Riss auf der Höhe des Stahldübelkopfes über die gesamte Dicke der Scheibe zu erkennen. Jedoch sind in diesem Bereich die plastischen Hauptdehnungen deutlich geringer als im Betondübel, weshalb man von einem späteren Einsetzen einer Rissbildung ausgehen kann. Diese spielen jedoch bei den Körpern mit Randeinfassung eine wichtige Rolle, wo genau dieses Versagen aufgetreten ist, da das Aufspalten durch die Randeinfassung behindert wurde. Damit kann sowohl für die normalen PO-Körper als auch für die PO-Körper mit Randeinfassung die richtige Versagensart bestätigt werden.

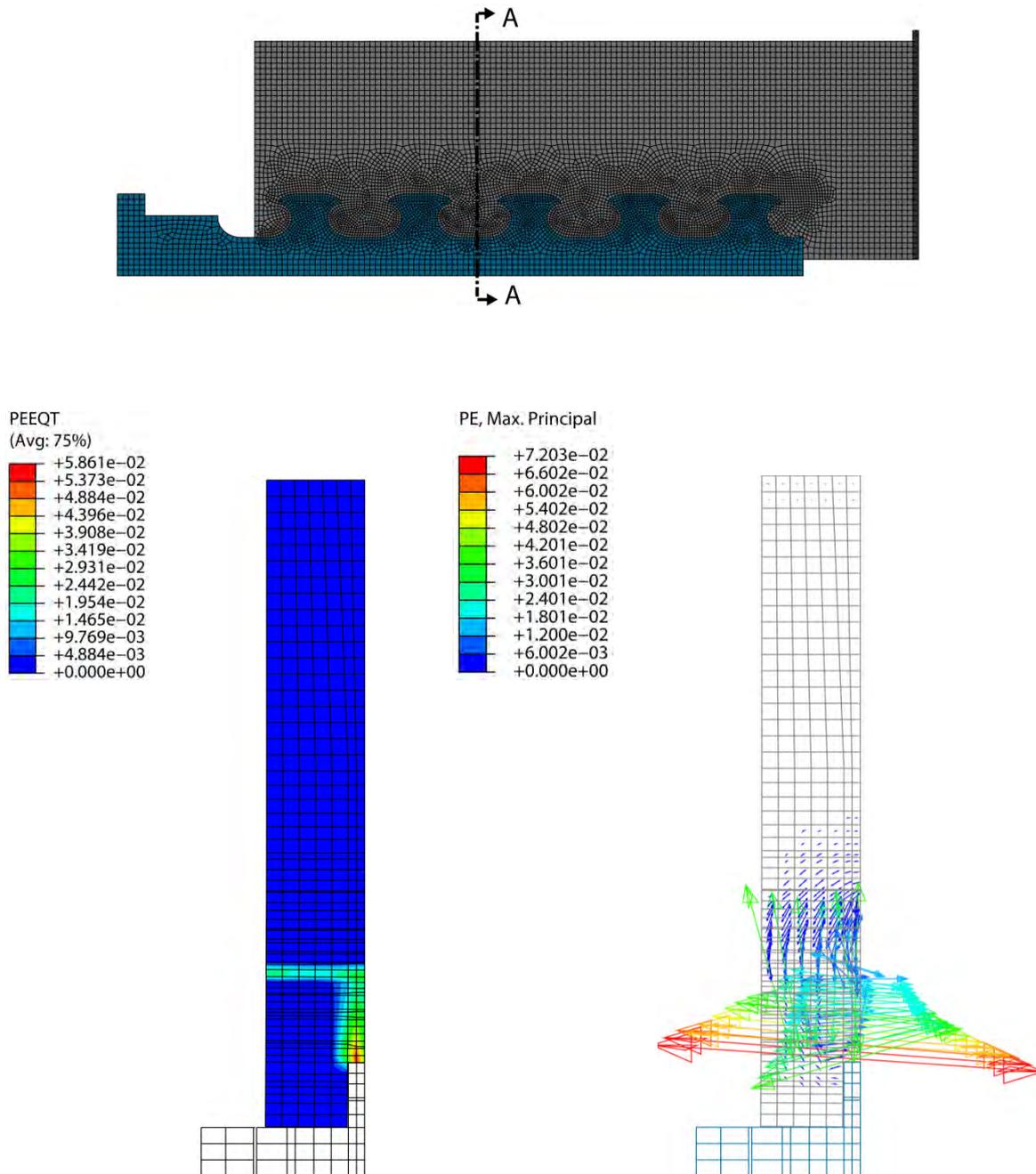


Abbildung 4.43: Auswertung der äquivalenten plastischen Zugdehnungen (*PEEQT*) und der maximalen plastischen Hauptdehnungen (*PE, Max. Principal*) im Schnitt A-A bei einer Relativverschiebung $\delta = 1,7 \text{ mm}$

Stahlversagen

Die Vorstellung der Ergebnisse zum Stahlversagen erfolgt hier beispielhaft an den Körpern POCL-24 und POCL-26. Es konnte jedoch für alle in Abbildung 4.15 dargestellten PO-Körper mit dem gleichen Modell eine sehr gute Übereinstimmung erzielt werden. Für die Berechnungen wurde in der Regel ein Reibungskoeffizient von $\mu_A = 0,6$ gewählt. Beim Körper POCL-26 wurde jedoch festgestellt, dass die Änderung der Auflagerreibung von $\mu_A = 0,6$ auf $\mu_A = 0,3$ nur einen geringen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse besitzt. Die beim Stahlversagen untersuchten Körper un-

terscheiden sich jeweils nur in den Betonscheibendicken ($t_c = 40/60 \text{ mm}$), den Stahlblechdicken ($t_w = 3/5 \text{ mm}$) und in der Festigkeit des Stahls.

In der nachfolgenden Abbildung 4.44 sind die Dübelkennlinien aus den Versuchen und den Berechnungen dargestellt. Bei den Berechnungen ohne Druckschädigungen (kDS) sind nur sehr geringe Unterschiede zu denen mit Druckschädigungen erkennbar. Grund dafür ist, dass bei diesen Körpern ein reines Stahlversagen auftritt. Die Kurven passen bei beiden Versuchskörpern sehr gut bis zu einem Weg von 10 mm Relativverschiebung, was eine sehr gute Übereinstimmung bedeutet.

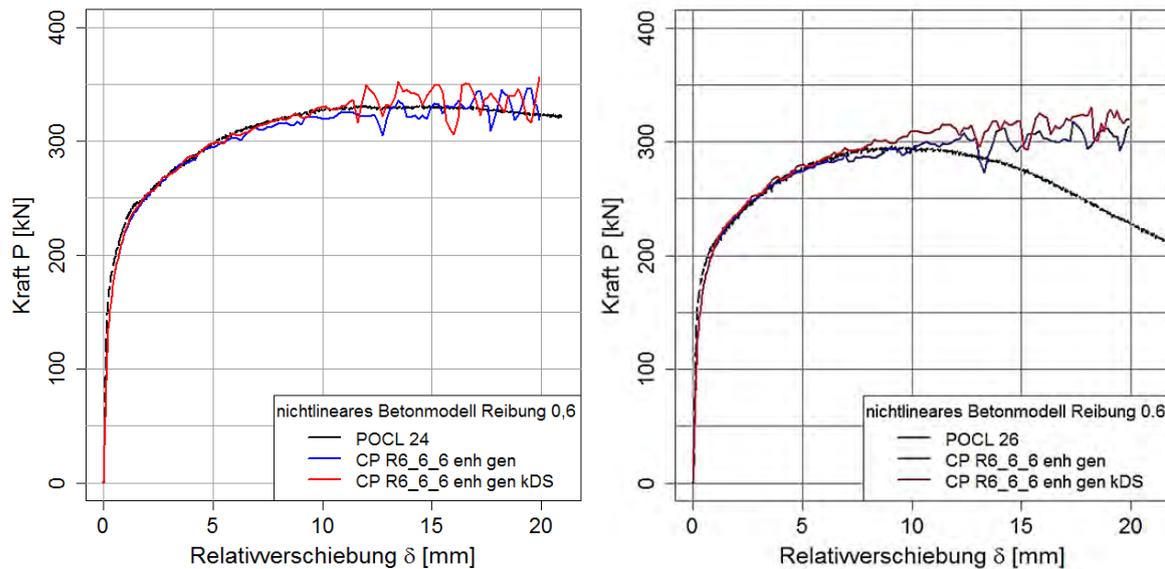


Abbildung 4.44: Nachrechnung der Versuchskörper POCL-24 (links) und POCL-26 (rechts)

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass es mit Hilfe des Programms ABAQUS möglich war, sowohl die Ergebnisse der Körper mit Stahlversagen als auch derer mit Betonversagen numerisch zu überprüfen. Die Erkenntnisse wurden verwendet, um die folgenden Versuche besser planen zu können. Zusätzlich folgten numerische Untersuchungen zur Formoptimierung.

4.5 Numerische Formoptimierung

Neben der Möglichkeit UHPC-Wandelemente mittels der Form der Verbunddübelleiste gemäß Zulassung zu verbinden wurde untersucht, ob es eine optimierte Form der Verbunddübelleiste gibt, welche hinsichtlich der Tragfähigkeit und Wirtschaftlichkeit Vorteile bieten kann. Die Optimierung der Form im Hinblick auf die Tragfähigkeit erfolgte mit dem FE-Programm ABAQUS über eine in diesem Programm enthaltene Strukturoptimierungssoftware.

4.5.1 Grundlagen zur Strukturoptimierung

Grundsätzlich wird in der Strukturoptimierung zwischen Dimensionierung, Formoptimierung und Topologieoptimierung unterschieden. Der Einsatz der verschiedenen Optimierungsverfahren richtet sich im Wesentlichen nach der zur Verfügung stehenden Entwurfsfreiheit. Mit Hilfe von Abbil-

dung 4.45 können die Grundzüge der drei Optimierungstypen sehr allgemein erklärt werden. Bei der Dimensionierung werden ausschließlich Zahlenwerte, wie zum Beispiel die Dicke eines Bleches, variiert. Bei der Formoptimierung wird die Gestalt der Struktur modifiziert. Diese Gestaltänderung wird zum Beispiel dadurch erzielt, dass Koordinaten von FE-Knoten oder geometrische Variablen verändert werden. Bei der Topologieoptimierung wird eine optimale Materialverteilung innerhalb des Entwurfsraums angestrebt. Als Variablen können hier zum Beispiel die Materialdichten der Elemente dienen. Ein geringer Dichtewert würde bedeuten, dass an der Stelle kein Material benötigt wird und ein Loch in der Struktur entstehen kann.

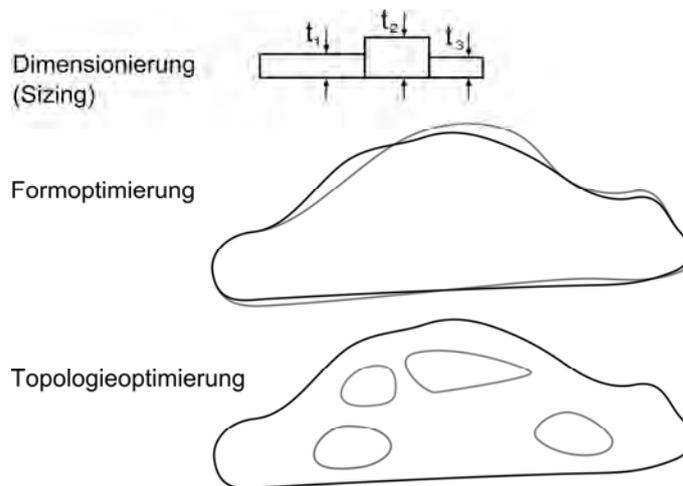


Abbildung 4.45: Veranschaulichung der Optimierungstypen [55]

Die Strukturoptimierung mit ABAQUS ist ein iterativer Prozess, um die Struktur eines Bauteils unter Einhaltung gewisser Ziele und Randbedingungen zu verändern. Wichtig dabei ist vor allem festzulegen, was eigentlich optimiert werden soll und welche Randbedingungen und Eingaben dafür erforderlich sind. Erst nachdem man dies festgelegt hat, kann man sich zwischen den zur Verfügung stehenden Optimierungsarten entscheiden. ABAQUS/ATOM bietet mit der Topologieoptimierung und der Formoptimierung zwei unterschiedliche Verfahren zur Optimierung von Strukturen an.

4.5.2 Ablauf einer Formoptimierung

Bei der Formoptimierung werden die Knoten der Elemente verschoben, um die Gestalt des Bauteils zu verändern. Es wird allgemein versucht, die Oberflächenspannungen des Bauteils unter Einhaltung der Ziel- und Nebenfunktionen zu homogenisieren, wodurch eine konstante Verteilung der Spannung angestrebt wird. An hochbelasteten Stellen wird Material hinzugegeben und an weniger belasteten Stellen Material weggenommen. Typischer Anwendungsbereich einer Formoptimierung ist das Abbauen von Spannungskonzentrationen. Als Nebenbedingungen stehen nur das Volumen des Bauteils und geometrische Restriktionen zur Verfügung, weshalb die Einsatzfähigkeit sehr beschränkt ist.

Während einer Formoptimierung werden von ABAQUS nur die Oberflächenknoten des ausgewählten Bereiches verschoben und die inneren Knoten bleiben unverändert. Dadurch können starke Elementverzerrungen auftreten, welche zu verfälschten Ergebnissen oder zu einem Abbruch des Optimierungsprozesses führen können. Um die Qualität des FE-Netzes zu erhalten, kann eine

Netzglättung (*Mesh Smoothing*) in Bereichen des Modells definiert werden, wodurch sich die inneren Knoten in Bezug auf die verschobenen Oberflächenknoten mitverschieben. Es sollte jedoch trotzdem darauf geachtet werden, dass vor Beginn der Optimierung eine gute Netzqualität vorhanden ist.

Das *Mesh Smoothing* kann sehr rechenintensiv sein und zu einem starken Ansteigen der Berechnungsdauer führen. Deshalb ist es zu empfehlen *Mesh Smoothing* nur in jenen Bereichen zu definieren, in welchen Formänderungen erwartet werden.

Standardmäßig wird von ABAQUS ein *Laplace Glätter* verwendet. Alternativ kann ein lokales Gradientenverfahren zur Netzglättung verwendet werden. Dabei werden die Elemente mit der schlechtesten Qualität gesucht und durch Verschiebung der Elementknoten mit dem Ziel angepasst, eine optimale Form zu erzeugen. Problem dabei ist, dass bei größeren Systemen der rechnerische Aufwand sehr stark ansteigt und der *Mesh Smoothing*-Prozess abbricht, bevor eine ausreichend gute Netzqualität erreicht wurde. Deshalb ist dieses Verfahren nur bei Systemen mit einer Obergrenze von 1000 Knoten im *Mesh Smoothing* Bereich anwendbar [45].

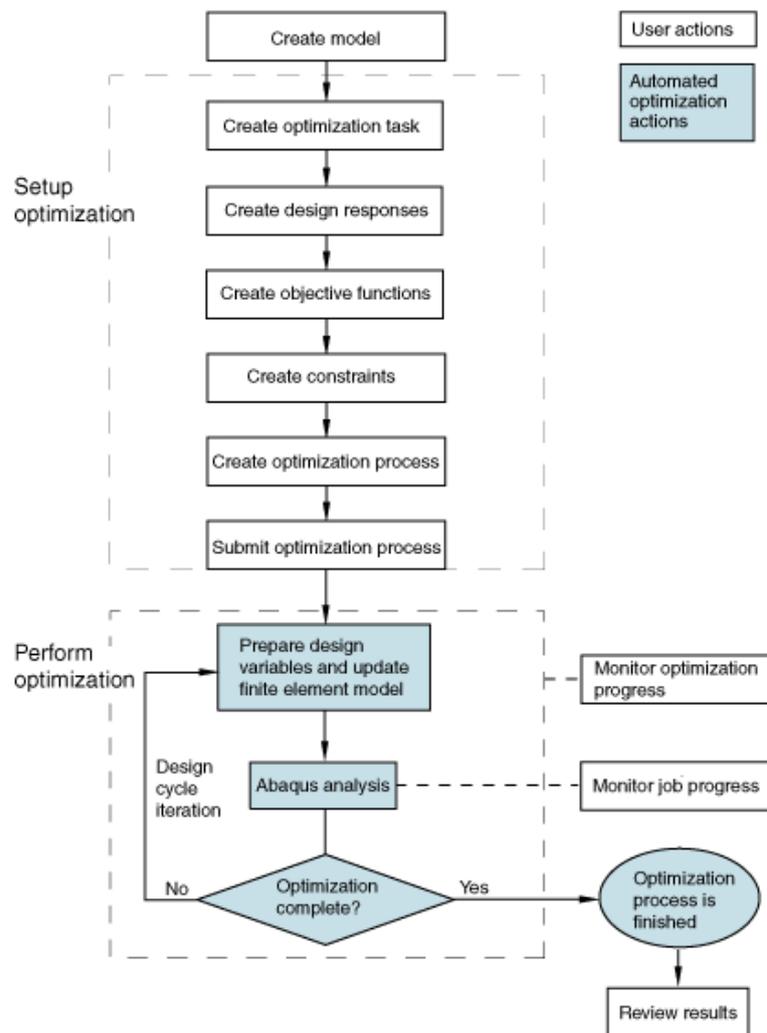


Abbildung 4.46: Ablauf eines Optimierungsprozesses [45]

Die Eingabe einer Optimierungsaufgabe ist für die Form- und die Topologieoptimierung fast identisch. In Abbildung 4.46 ist der gesamte Ablauf eines Optimierungsprozesses dargestellt. Der erste Schritt ist die Eingabe des FE-Modells, welches der Optimierungsaufgabe zugrunde liegen soll. Anschließend erfolgt die Definition des Optimierungsproblems mit der Festlegung des Entwurfsraums (*design region*), der Designvariablen (*design responses*), der Zielfunktionen (*objective functions*) und der Nebenbedingungen (*constraints, geometric restrictions*). Abschließend folgt die Erstellung des *Jobs*, welcher die eingegebene Optimierungsaufgabe an ATOM schickt und die eigentliche Optimierung startet.

4.5.3 Formoptimierung der Stahldübel

Aufgrund der sehr aufwändigen und zeitintensiven FE-Berechnungen bei einer Formoptimierung wurde das Modell zur Optimierung zunächst stark vereinfacht und nur ein einzelner Stahldübel mit einer Druckbelastung untersucht, der bereits Aufschluss über Optimierungspotentiale liefern sollte. Die Belastung erfolgt über Pressungen senkrecht zur Stirnfläche. Um eine möglichst wirklichkeitsnahe Belastung des Stahldübel zu simulieren, wird eine abgestufte Verteilung der Pressung aufgebracht (siehe Abbildung 4.47). Aufgelagert wird der Stahldübel, wie in Abbildung 4.48 dargestellt, durch zwei Symmetrieebenen in der Y-Z Ebene, einer Symmetrieebene in der X-Y Ebene und einer weiteren in der X-Z Ebene. Als Zielfunktion wurde für die folgenden Optimierungsaufgaben die Minimierung der maximalen von Mises Spannungen im Stahlblech definiert.

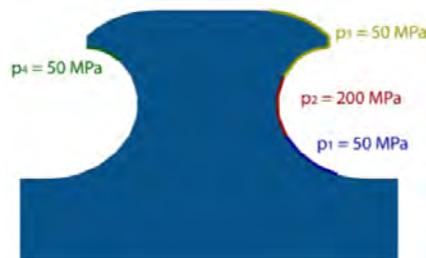


Abbildung 4.47: Belastung des Stahldübel mit Pressungen senkrecht zur Stirnfläche

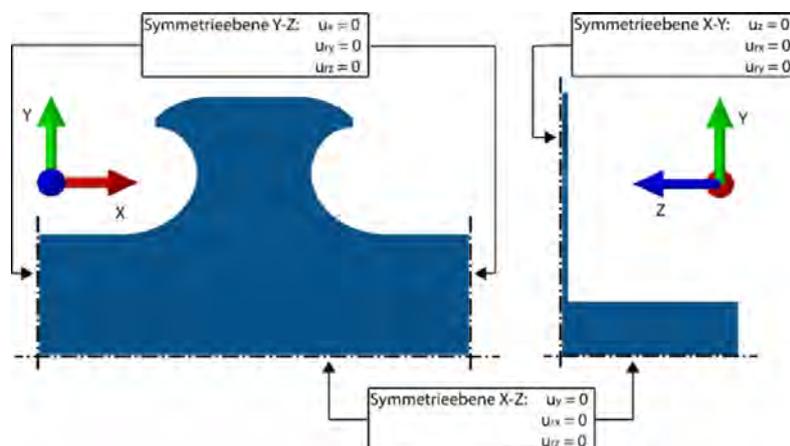


Abbildung 4.48: Auflagerbedingungen des Stahldübel für die Formoptimierung ohne Betonscheibe

Formoptimierung ohne Restriktionen

Bei einer Formoptimierung ohne Restriktionen können sich alle gewählten Oberflächenknoten ohne Einschränkungen in allen Richtungen frei bewegen.

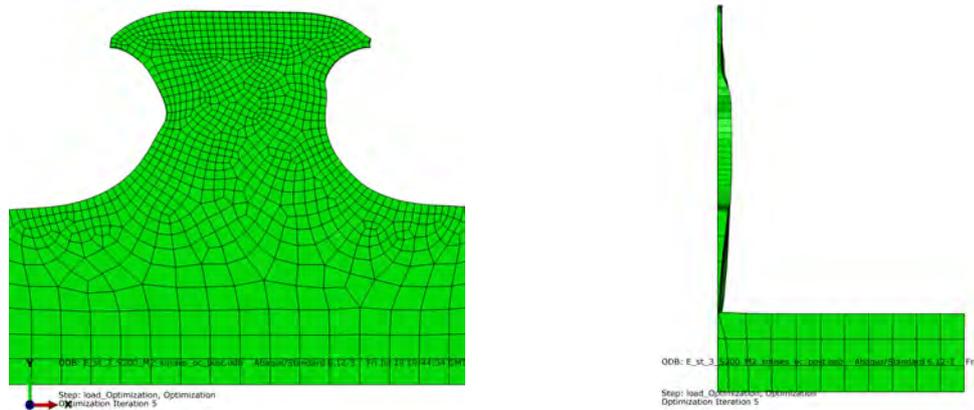


Abbildung 4.49: Formoptimierung ohne Restriktionen

Grundsätzlich wird bei einer Formoptimierung in ABAQUS an hochbelasteten Stellen Material hinzugefügt und an wenig belasteten Stellen Material weggenommen. Dadurch wird eine gleichmäßige Verteilung der Oberflächenspannungen angestrebt. Abbildung 4.49 zeigt die durch die Formoptimierung geänderte Form des Stahldübels nach fünf Iterationen.

In den Bereichen, in denen durch die aufgebracht Pressungen hohe Druckspannungen auftreten, wird die Blechdicke jeweils verstärkt. Zudem wird die Form der Klothoide etwas verändert, um eine möglichst optimale Lasteinleitung zu erreichen. Am Dübelfuß wird das Stahlblech ebenfalls etwas verstärkt, um die Spannungen aus Momenten- und Schubbeanspruchung zu reduzieren. Das Stahlblech unterhalb des Dübels wird hingegen mit jedem Iterationsschritt dünner. Dadurch wird erreicht, dass, wie in Abbildung 4.50 sichtbar, eine gleichmäßigere Spannungsverteilung im gesamten Entwurfsraum erzielt wird. Hierdurch konnten die maximal auftretenden Spannungen von $\sigma_{max,0} = 209,5 \text{ N/mm}^2$ mit fünf Optimierungsiterationen auf $\sigma_{max,5} = 190,7 \text{ N/mm}^2$ abgesenkt werden.

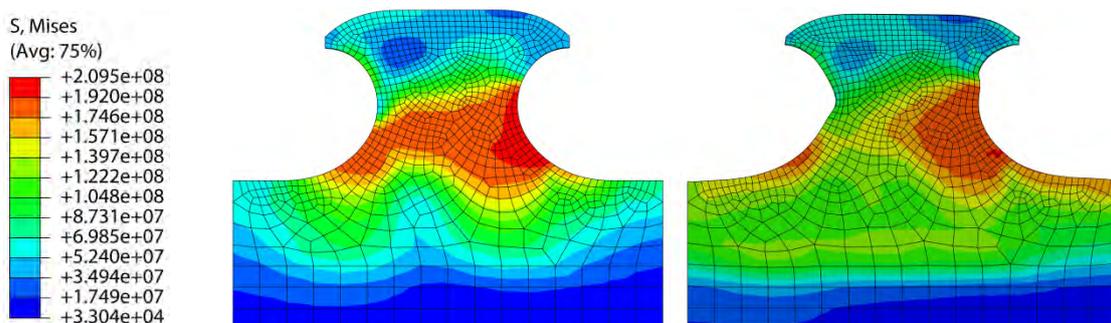


Abbildung 4.50: Von Mises Spannungen am Startmodell (links) und nach fünf Optimierungsiterationen (rechts)

Formoptimierung mit Restriktionen

Durch Hinzufügen einer *Fixed Region* Restriktion, können Knoten in beliebiger Richtung festgehalten werden. In Abbildung 4.51 zum Beispiel sind alle Knotenverschiebungen in der X- und Y- Achse festgehalten. Das heißt, dass sich im Laufe des Optimierungsprozesses nur die Dicke des Stahlblechs verändert und die Klothoidenform unverändert bleibt. In Abbildung 4.52 hingegen sind die Knoten in Z-Richtung festgehalten. Dies hat zur Folge, dass die Stahlblechdicke unverändert bleibt und sich die Knotenkoordinaten nur in der X- und Y- Achse verändern.

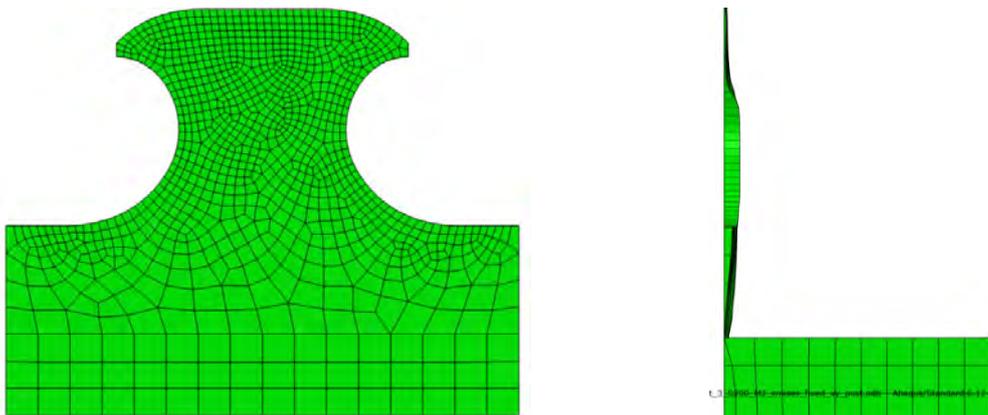


Abbildung 4.51: Formoptimierung mit Festhaltung der Knoten in x- und y-Richtung

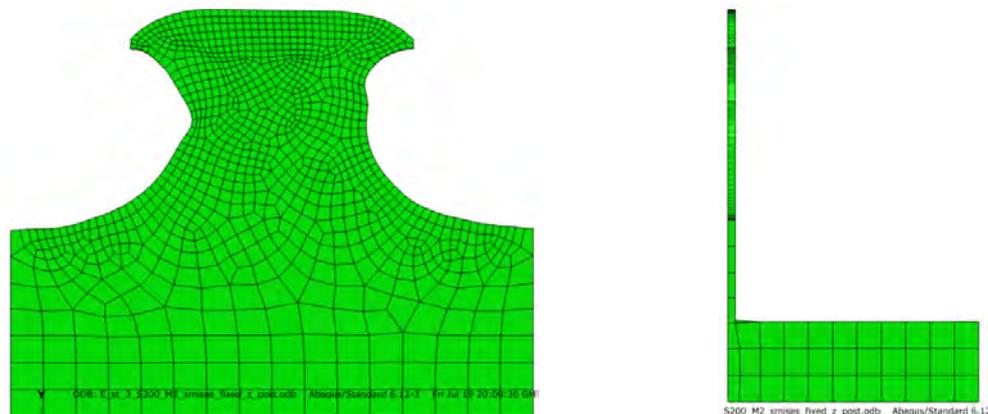


Abbildung 4.52: Formoptimierung mit Festhaltung der Knoten in z-Richtung

Durch eine *Design Direction* Restriktion können die Verschiebungen in eine beliebige Richtung aller gewählten Knoten an die Verschiebung eines einzelnen Knotens, dem sogenannten Masterknoten gekoppelt werden. Der Masterknoten richtet sich nach der größten Verschiebung. Dabei ist es möglich den Knoten mit der größten Verschiebung nach außen oder den mit der größten Verschiebung nach innen auszuwählen. Beim Beispiel in Abbildung 4.53 wurden die Knotenverschiebungen der z-Richtung gekoppelt. Als Masterknoten wurde der Knoten mit der größten Verschiebung nach außen gewählt. Dies bedeutet, dass sich alle Knoten in Z-Richtung verschieben und das Stahlblech somit dicker wird.

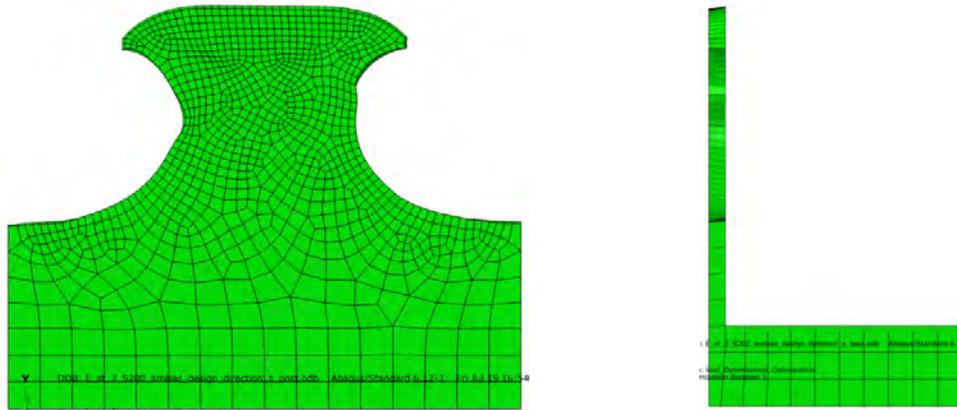


Abbildung 4.53: Formoptimierung mit einer *design direction* Restriktion in z-Richtung

Formoptimierung mit Betonscheibe

Es wurde zunächst ein Modell mit nichtlinearem Materialverhalten für Beton und Stahl und einer nichtlinearen Berechnungsmethode untersucht. In Abbildung 4.54 ist das für die Formoptimierung verwendete Modell abgebildet. Der Stahldübel entspricht den Abmessungen aus Abbildung 4.3 mit einem Abstand e_x von 100 mm. Die Lastaufbringung erfolgte weggesteuert über den Referenzpunkt RP, welcher mit der Stahloberfläche der Y-Z Ebene fest verbunden ist. Die Lagerung des Verbundkörpers erfolgte über Symmetriestandbedingungen in der Y-Z, der X-Y und der X-Z Ebene. Dies führt dazu, dass die Betonscheibe in allen Richtungen gehalten wird und sich nicht bewegen kann. Zudem wurden Kontaktbedingungen an der Stirn- und Seitenfläche des Dübels mittels eines *Surface-to-Surface* Kontakts und einem Reibungskoeffizienten von $\mu = 0,3$ definiert.

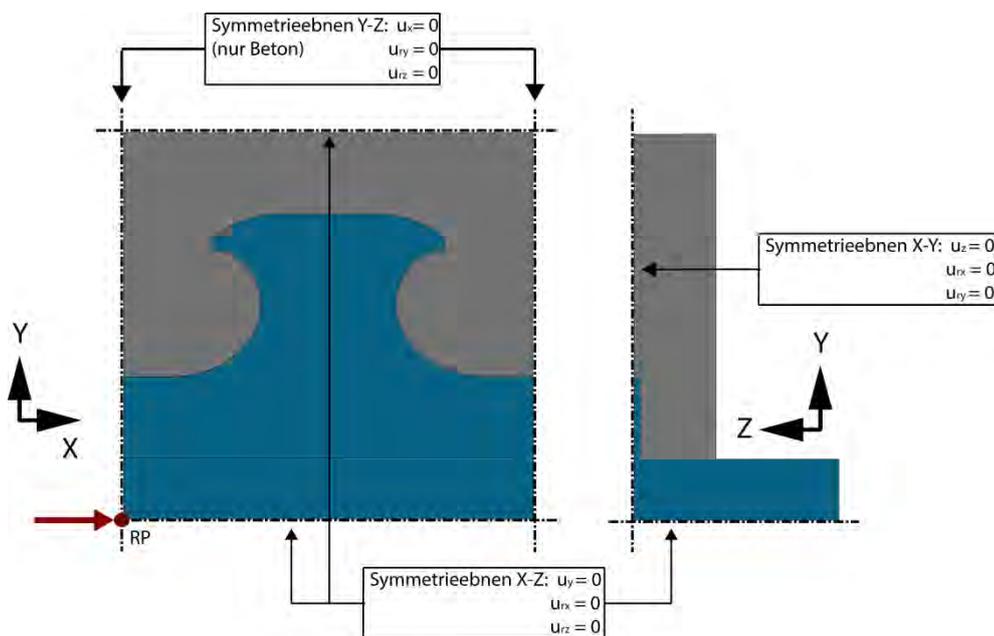


Abbildung 4.54: Modell Formoptimierung

Als Entwurfsraum der Formoptimierung wurde der gesamte Verbundkörper mit Ausnahme des Stahlflansches verwendet. *Mesh Smoothing* wurde für das gesamte Modell definiert, um auch bei größeren Knotenverschiebungen eine möglichst gute Netzqualität zu erhalten. Bei der Vernetzung des Körpers wurden die besten Ergebnisse mit einem feinvernetzten Modell erreicht. Bei diesem Modell wurden im Dübelbereich Elemente mit Kantenabmessungen von 0,5 mm verwendet. Die Optimierung wurde mit dem Ziel durchgeführt, die maximal auftretenden von Mises Spannungen im gesamten Entwurfsraum zu senken. Die einzige Einschränkung, die verwendet wurde, ist der sogenannte *penetration check*. Dadurch sollte ein Eindringen der beiden Körper ineinander vermieden werden. Zudem wurde von Beginn an Kontakt zwischen dem Stahldübel und der Betonscheibe definiert, wodurch das Modell eine hohe Nichtlinearität aufwies. Die Kombination aus der physikalischen Nichtlinearität und den großen Unstetigkeiten aus der Kontaktformulierung zwischen Stahl- und Betondübel führte zu frühen Konvergenzproblemen nach den ersten Iterationsschritten des Optimierungsalgorithmus. Um die nichtlinearen Effekte im System zu verringern, wurde daher die materielle Nichtlinearität entfernt. Die Stahl- und die Betoneigenschaften wurden ausschließlich über den Elastizitätsmodul definiert, wodurch eine längere Berechnungsdauer erzielt wurde. Damit konnten die Optimierungs-Iterationsschritte länger fortgeführt werden. In Folge der weiterhin vorhandenen Kontaktbedingungen lag jedoch immer noch ein insgesamt stark nichtlineares System vor, was dazu führte, dass sich der Kontakt zwischen Stahl und Beton im ersten Iterationsschritt löste, nur um im nächsten Iterationsschritt wieder hergestellt zu werden. Die geringen Veränderungen der Stahldübelform, die auf diese Weise entstanden, waren kaum zu interpretieren.

Bewertung der Formoptimierung

Aus den Formoptimierungen des Stahldübels ergaben sich Stahlformen, die zum einen nur geringe Abweichungen zu den vorhandenen Formen aufwiesen, falls keine Veränderung der Blechdicke erlaubt war. Zum anderen ergaben sich große Unterschiede, falls eine freie Formoptimierung inklusive der Änderung der Dicke zulässig ist. Die Formoptimierung eines Systems bestehend aus Beton- und Stahldübel ergab keine brauchbaren Ergebnisse. Da sich die bei der Optimierung entstandenen Formen, beispielsweise die Veränderung der Dicke des Stahls (vgl. Abbildung 4.49 rechts) im Stahlbau nicht (wirtschaftlich) realisieren lassen, wurden im Laufe dieses Projekts keine Veränderungen an der Form der Klothoidenleiste vorgenommen. Stattdessen wurde versucht, das Tragverhalten durch die Wahl des richtigen Stahls (siehe Ergebnisse zur Versuchsserie mit Stahlversagen) positiv zu beeinflussen. Weiterhin sollten die übertragbaren Kräfte und gegebenenfalls auch das Tragverhalten durch die seitliche Einfassung des Betons mit Stahlblechen verbessert werden.

4.6 Einfluss eines nachträglichen Verschweißens

Da eine Möglichkeit der Verbindung von zwei Bauteilen mit einbetonierten Verbunddübelleisten das Schweißen ist, stellt sich die Frage, inwiefern die hohen Temperaturen, welche beim Schweißvorgang auftreten, die Tragfähigkeit der Verbindung und im Besonderen die Tragfähigkeit des Betons beeinflussen. Um dies zu überprüfen, wurden an den üblichen Push-Out-Körpern Schweißversuche durchgeführt, bei denen die beiden Stahlflansche eines PO-Körpers nochmals miteinander verschweißt wurden. Die Temperaturen im Beton wurden mittels sogenannter Thermoelemente und die Temperaturen auf der Betonoberfläche wurde mit einer Wärmebildkamera und ebenfalls mit Thermoelementen gemessen.

4.6.1 Vorbereiten der Versuchskörper

Die beiden Stahlleisten mussten, wie in Abbildung 4.55 zu erkennen, einer Schweißnahtvorbereitung unterzogen werden. Hierfür wurde die außenliegende Schweißbraupe entfernt und der Stahl zusätzlich etwas eingeschnitten. In Abbildung 4.55 ist im Bereich der Beulsteifen auch noch die ursprüngliche Schweißnaht zu erkennen.



Abbildung 4.55: Schweißnahtvorbereitung

Nach einer Beratung durch die Firma TMH (Temperatur Messelemente Hettstedt GmbH) wurden Thermoleitungen vom Typ K (NiCr-Ni, Klasse 1, Drahtstärke 0,5 mm, Isolation Glasseide/Glasseide) gewählt. Thermoleitung ist die vom Hersteller verwendete Bezeichnung für die verwendeten Drahtthermoelemente. Der Typ K kann Temperaturen bis zu 1200°C messen, was sicherstellt, dass der Messbereich ausreichend groß ist.

In jedem Push-Out-Körper wurden 12 Thermodrähte eingebaut, die gleichmäßig auf die Seiten A und B aufgeteilt wurden (siehe Abbildung 4.57). In der weiteren Arbeit werden die Messstellen, je nach Seite, A-1 bis A-6 bzw. B-1 bis B-6 genannt. Nach dem Ausschalen wurden an jeden Probekörper zwei weitere Thermoelemente auf die Betonoberfläche geklebt (A-7 und B-7). Diese Thermoelemente sollen die Reihe der Thermoelemente 3 bis 5 fortsetzen, um auf diese Weise den Temperaturverlauf von der Betonoberfläche bis an den Stahldübel - also in Betondickenrichtung - messen zu können.

Nachfolgend wird in Abbildung 4.56 beispielhaft an Seite A des PO-Körpers 42-1 der Einbau der Messtechnik gezeigt.



Abbildung 4.56: Fotodokumentation – Einbau der Messtechnik

Die roten Punkte in Abbildung 4.57 stellen den Ort der Messspitze eines Drahtes dar. Der in grün dargestellte Bereich zeigt die Lage eines Elements aus älterem UHPC, das zur Befestigung der Messpunkte im Beton dient. Ebenso ist die Wärmeeintragsstelle, welche der Lage der Schweißnaht entspricht, angedeutet.

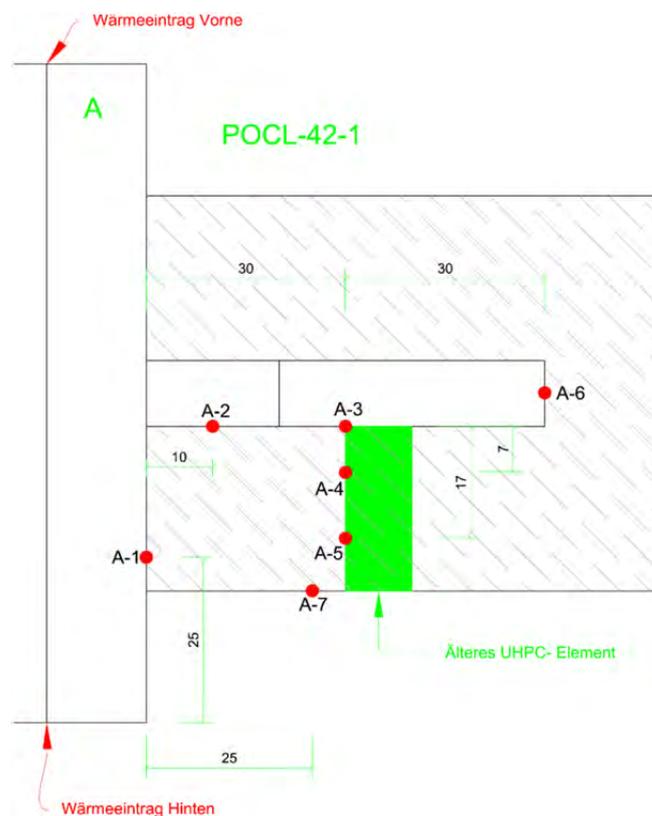


Abbildung 4.57: Übersicht der Messpunkte an POCL-42-1 Seite B im Schnitt

Aus Abbildung 4.58 und Abbildung 4.59 können für beide Versuchskörper (POCL-42-1 und POCL-42-2) die genaue Anzahl und Lage der Thermoelemente entnommen werden. Beide Körper werden jeweils von vorne und hinten geschweißt.

4.6.2 Durchführung der Schweißversuche

Im Rahmen der Schweißversuche wurde jeder Probekörper an beiden Seiten, wie oben beschrieben, zusammengeschweißt. Zuerst wurde jeweils die erste Seite verschweißt und die Abkühlphase beobachtet. Danach wurde der Probekörper umgedreht und die zweite Seite wurde verschweißt. Da der Körper vor der zweiten Schweißung nicht vollkommen ausgekühlt war, wurden hier höhere Temperaturen erreicht, darauf wird jedoch in den nachfolgenden Ergebnissen eingegangen. Die Aufnahme der Messdaten aus den Thermoelementen sowie die Aufzeichnungen der Thermographiebilder wurden vor jedem Versuch zeitgleich gestartet. Der Beginn sowie die Dauer des Schweißens wurden anschließend mit einer Stoppuhr mitverfolgt, um die gewonnenen Daten im Nachhinein anhand der Zeitspur vergleichen zu können. Im Folgenden werden die betrachteten Zeiten t in Sekunden angegeben. Der Zeitpunkt $t = 0$ beschreibt jeweils den Beginn der Aufzeichnung aller Messdaten. Abbildung 4.60 zeigt den Versuchsaufbau im Materialprüfungsamt der TUM.



Abbildung 4.60: Versuchsdurchführung mit Thermographie und Thermoelementen

4.6.3 Ergebnisse der Thermoelemente

Die Ergebnisse der gesamten Versuchsreihe werden hier nur auszugsweise für den Körper 42-2 vorgestellt. Begonnen wurde mit der Vorderseite des Probekörpers 42-2 im kalten Zustand. Wie bereits oben beschrieben, ist die Rückseite des Probekörpers jene Seite, auf der die Thermodrähte angebracht sind. Bei dem Versuch handelt es sich also um die Seite, auf der keine Elemente angebracht sind. Die Schweißung wurde nach $t = 12$ sec. begonnen und nach $t = 96$ sec. beendet. Anschließend liefen die Thermoelemente noch ca. 30 Minuten, um die Aufheizung und Abkühlung des Betons zu messen. Abbildung 4.61 zeigt die Stahltemperaturen, die für den Wärmeeintrag in den PO-Körper verantwortlich sind. In Abbildung 4.62 sind die Betontemperaturen dargestellt. Die Stahltemperaturen steigen nach dem Schweißen bis zu Temperaturen von 55°C an und sinken dann in der gemessenen Zeit annähernd linear auf Werte zwischen 30°C und 40°C ab. Die Stellen A-2 und B-2 sind die wärmsten, da sie nächstgelegen zur Schweißnaht sind. Die Temperaturwerte an

den Stellen 1, 3 und 6 sind ebenso nachvollziehbar, da die Wärme abnimmt, je weiter ein Messpunkt von der Schweißnaht entfernt ist.

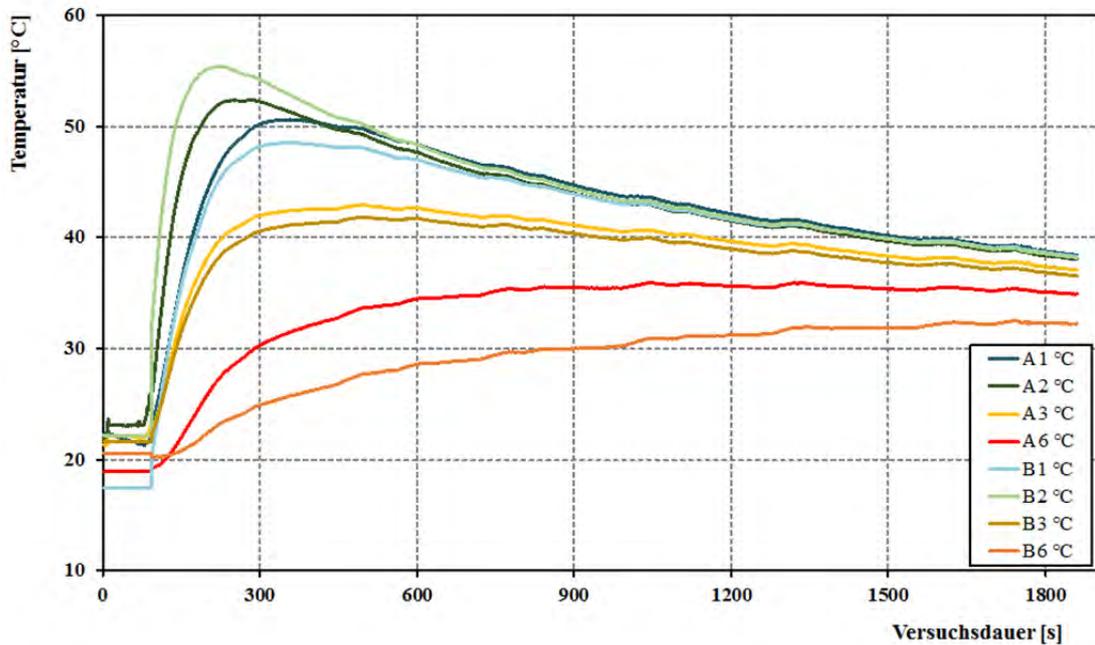


Abbildung 4.61: Thermoelemente – Stahltemperaturen, POCL-42-2-Vorne

Die Betontemperaturen (siehe Abbildung 4.62) sind nach ca. 13 Minuten am höchsten und fallen danach nur langsam ab. Am wärmsten wurde es mit Werten von ca. 40°C an Messstelle 4, also in der Nähe des Stahldübels.

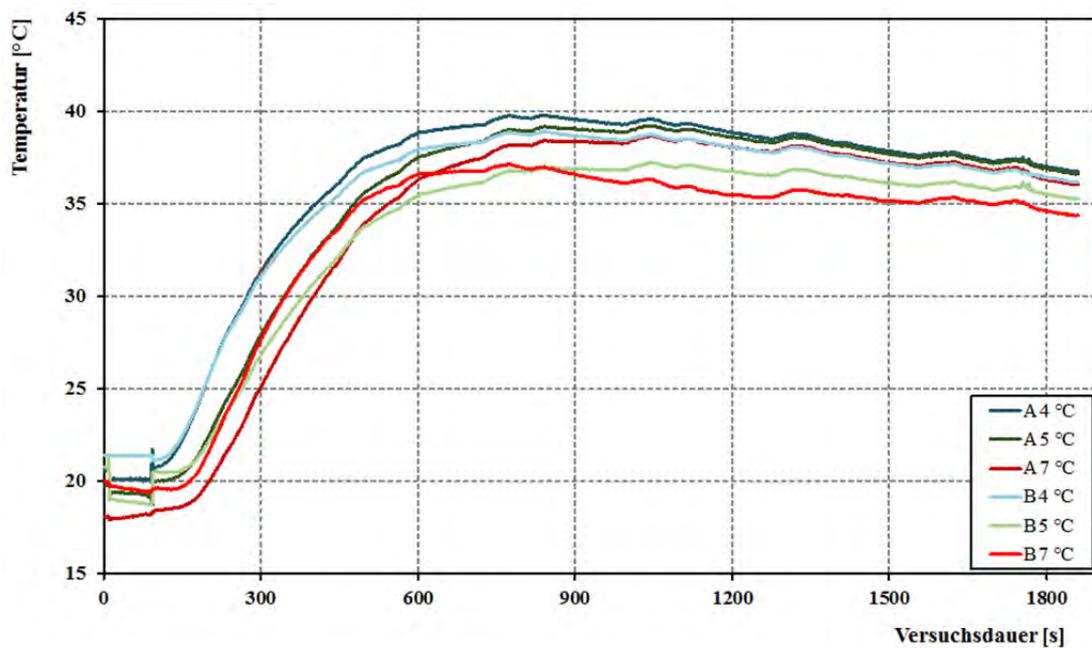


Abbildung 4.62: Thermoelemente – Betontemperaturen, POCL-42-2-Vorne

Die geringsten Werte wurden direkt an der Betonoberfläche gemessen. Die ca. 7 mm über Messpunkt 4 liegenden Messpunkte 5 erreichen ihre Maximaltemperatur nach denen der Messstelle 4, was für eine Wärmeinleitung über den Stahlzahn spricht.

Anschließend wurde ca. 35 Minuten nach dem Schweißen der Vorderseite die Rückseite des Körpers 42-2 geschweißt. Der Beton hatte zu diesem Zeitpunkt noch eine Temperatur von etwa 35°C. Das Schweißen wurde nach $t = 18 \text{ sec.}$ begonnen und nach $t = 102 \text{ sec.}$ beendet. Die Messwerte der Thermoelemente wurden ebenfalls wieder über ca. 30 Minuten aufgezeichnet.

Aus Abbildung 4.63 lässt sich erkennen, dass die Stahltemperaturen direkt unter der Betonoberfläche durch das Schweißen von ca. 35°C auf über 90°C ansteigen. Dies wird neben der höheren Anfangstemperatur hauptsächlich darauf zurückgeführt, dass die Messstelle 1 auf der Rückseite des Probekörpers nur ca. 3 cm von der Schweißnaht entfernt angebracht wurde. Die Spitzentemperaturen wurden jedoch nicht lange gehalten; der Stahl kühlte in wenigen Minuten auf 60°C ab, danach fiel die Temperatur innerhalb von 20 Minuten nahezu linear auf 50°C ab. In A-3 und B-3, also in der Mitte des Stahldübels, wurden Temperaturen von ca. 55°C erreicht. Aufgrund der höheren Anfangstemperatur sowie der Tatsache, dass die Thermoelemente sehr nahe an der Schweißnaht liegen, wurden Temperaturunterschiede von bis zu 40°C im Vergleich zur Vorderseite erreicht.

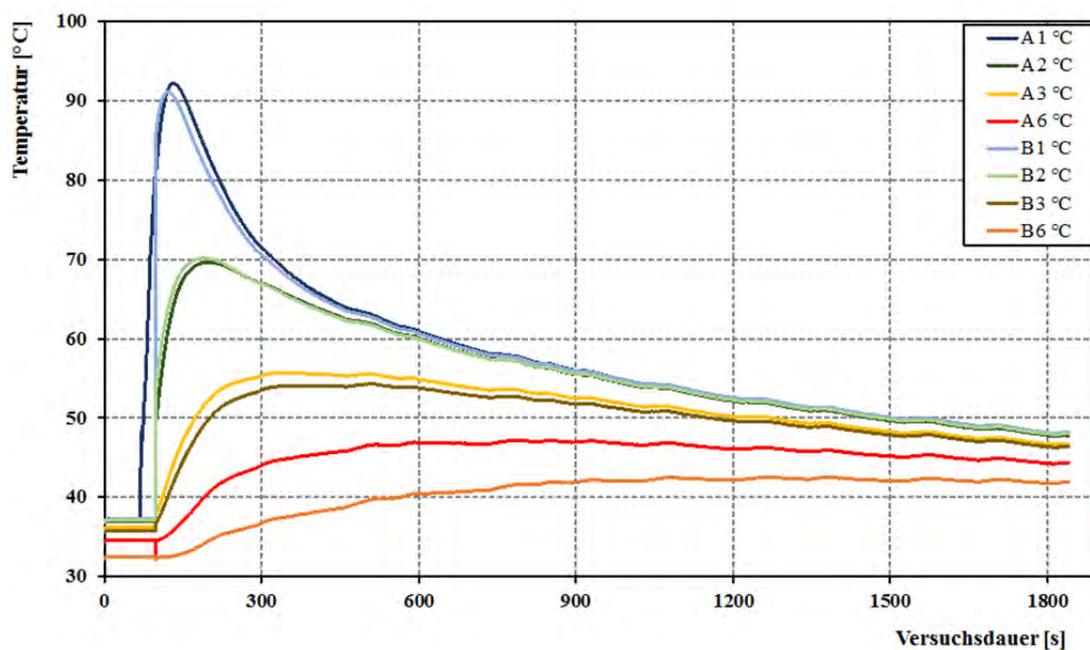


Abbildung 4.63: Thermoelemente – Stahltemperaturen, POCL-42-2-Hinten

In Abbildung 4.63 lässt sich deutlich sehen, wie auch hier die Wärme über die Messstelle 1 und 2 in den Stahlzahn eingetragen wird. Die Messstelle 3 erreicht ihren Maximalwert erst bei $t = 300 \text{ sec.}$, während dieser an Stelle 1 schon nach 150 sec. auftritt. Der Beton erreicht seine Extremwerte hingegen erst nach ca. 600 sec. (vgl. Abbildung 4.64).

Der Verlauf der Betontemperaturen im Vergleich zur Vorderseite ist aufgrund der höheren Anfangstemperatur um 10°C nach oben verschoben, ähnelt ansonsten aber dem Verlauf aus Abbildung 4.62. Aus Abbildung 4.64 wird ersichtlich, dass die höchsten Betontemperaturen an Messstelle 4 erreicht werden (ca. 53°C). Ähnliche Temperaturen werden jedoch auch von A-5 erreicht. Im

Allgemeinen liegen die Temperaturunterschiede im Beton bei nur ca. 3°C. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die Wärme nicht nur durch den Stahlzahn, sondern auch durch die Stahlplatte, also den Flansch, in den Beton abgegeben wird.

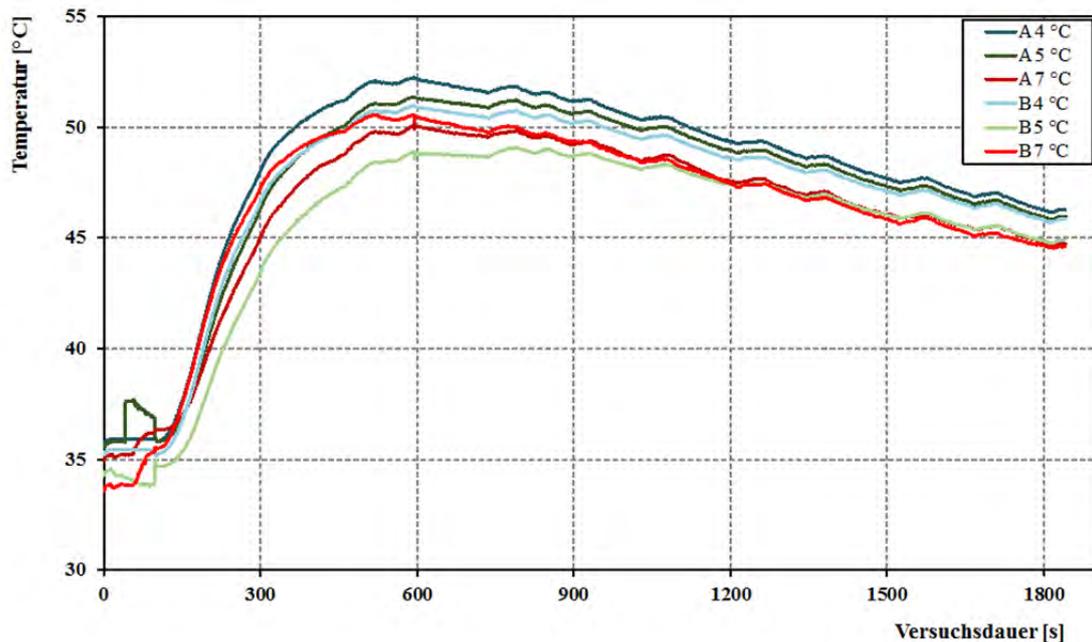


Abbildung 4.64: Thermoelemente – Betontemperaturen, POCL-42-2-Hinten

Bei Untersuchung des PO-Körpers 42-1 ergaben sich ähnliche Resultate im Hinblick auf die Temperaturen und die Durchwärmung des Betons. Die im UHPC auftretenden Temperaturen bei einer Verschweißung sind also verhältnismäßig niedrig, vor allen Dingen im Vergleich zu Temperaturen, die bei der Hydratation von Beton erreicht werden können.

4.6.4 Ergebnisse der Thermographie

In Abbildung 4.65 ist die Temperaturverteilung während des Schweißens des Körpers POCL-42-2-Hinten zu sehen.

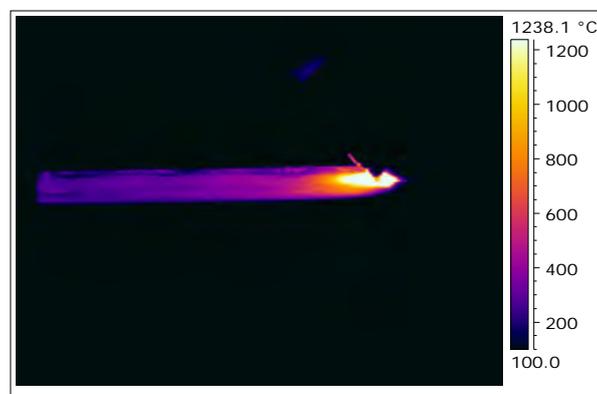


Abbildung 4.65: Stahltemperaturen während des Schweißens – POCL-42-2-Hinten

Es ist zu erkennen, wie schnell sich der Stahl nach der Wärmeeinfuhr wieder abkühlt. Zum Zeitpunkt dieser Aufnahme wurde bereits 60 Sekunden lang geschweißt. Die Temperaturen am Schweißnahtanfang betragen hierbei ca. 300°C, direkt an der Schweißstelle herrschen ca. 1200°C. Nach 84 sec., also nach dem Ende des Schweißens, sind noch Werte von ca. 110°C am Anfangspunkt der Schweißnaht zu messen.

Die Länge der Schweißnaht beträgt 50 cm. Bei einer Schweißdauer von 84 sec. lässt sich auf eine Schweißgeschwindigkeit von ca. 0,6 cm/min schließen. Aufgrund der Annahme, dass der Stahl während des Schweißens kurzfristig 1200°C erreicht, ergibt sich eine Abkühlgeschwindigkeit von ca. 13 °C/sec innerhalb der ersten 1,5 Minuten.

In Abbildung 4.66 ist die Messung der Betonoberfläche dargestellt. Zusätzlich wurden besondere Messpunkte an der Betonoberfläche definiert, um die Temperaturen mit den Ergebnissen der Thermoelemente vergleichen zu können.

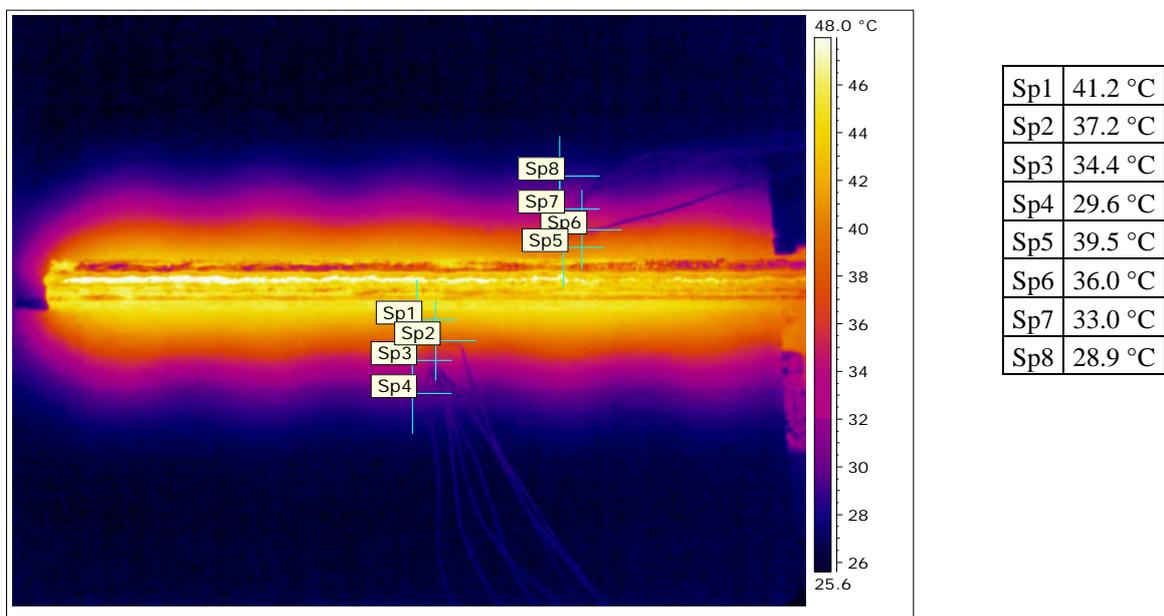


Abbildung 4.66: Thermographieaufnahme (. t ~ 480 sec.) – 42-1-Hinten

Vergleicht man die in Abbildung 4.67 dargestellten Kurven von Sp2 und Sp6 mit den Ergebnissen der Thermoelemente, so stellt man fest, dass sich die Kurven sehr ähneln.

Aufgrund der gewonnenen Ergebnisse lässt sich sagen, dass die Thermographie außerhalb eines Störbereiches, der auf Grund der Strahlung des Stahlflansches entsteht, Werte liefert, die sehr gut mit den Ergebnissen der Thermoelemente vergleichbar sind. Das bedeutet, dass die gewonnen Messdaten an der Betonoberfläche aussagekräftige Werte für die Auswertung liefern.

4.6.5 Auswertung und Schlussfolgerungen der Schweißversuche

Die Auswertung erfolgt hier mittels der maximal gemessenen Betontemperatur von ca. 55°C sowie der maximal gemessenen Stahltemperatur von ca. 95°C. Diese maximale Stahltemperatur wurde an Messstelle 1 der Thermoelemente gemessen. Der Beton, der direkt an dieser Messstelle anschließt, hatte daher also vermutlich eine höhere Temperatur als 55°C.

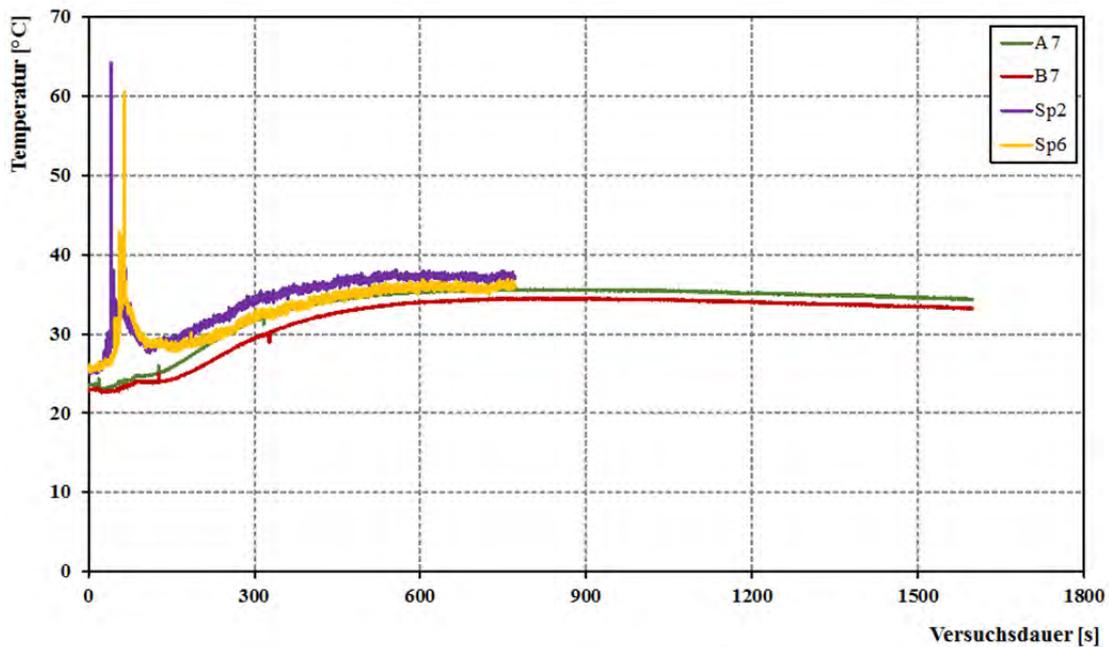


Abbildung 4.67: Vergleich der Oberflächentemperatur mit Thermoelementen und Thermographie

Temperaturen um ca. 100°C, die nach den vorliegenden Ergebnissen nur punktuell auftreten können, haben jedoch keinen Einfluss auf das globale Tragverhalten des UHPC's in den PO-Körpern. In der folgenden Abbildung ist der Temperaturverlauf im Probekörper 42-2-Hinten aufgezeigt, da hier im Vergleich zu 42-1-Hinten die maßgebenden Temperaturen entstehen. Die schwarzen Werte sind Messungen am Körper 42-2-Hinten, die blauen Zahlen sind abgelesene Werte aus der Thermographie. Allgemein kann gesagt werden, dass die Thermographiemessungen sehr gut zu den lokal mittels Thermoelementen aufgenommenen Temperaturen passen.

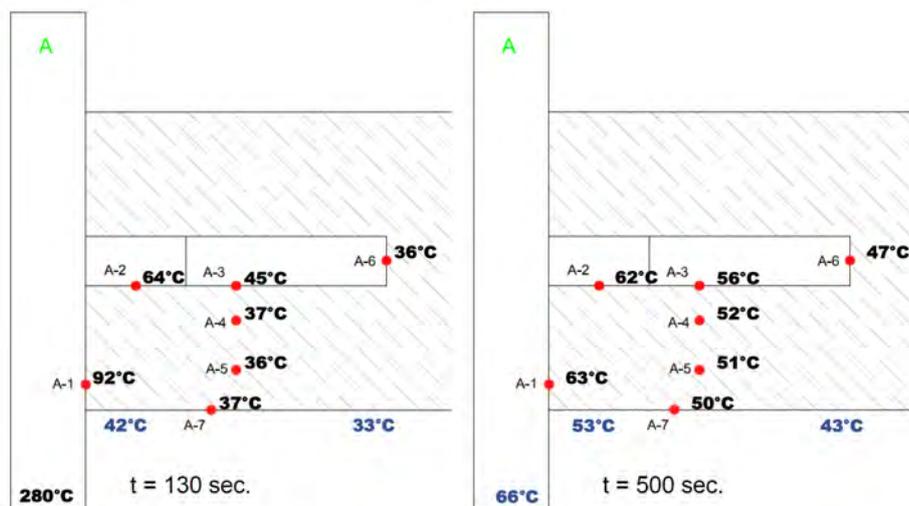


Abbildung 4.68: Temperaturmesswerte zum Zeitpunkt t = 130 sec. und t = 500 sec., 42-2-Hinten

In Abbildung 4.68 erkennt man, wie sich die Wärme ausgehend von der Schweißstelle über den Stahl in den Beton ausbreitet. Da die Temperatur von Messstelle 4 jeweils die höchsten Betontemperaturen aufweist, ist hier der geringe Einfluss des Wärmeeintrags über die Verbunddübelleiste ersichtlich. Falls die Temperatur hauptsächlich über die Stahlleiste eingetragen werden würde, so

wäre ein größerer Temperaturunterschied zwischen den Betontemperaturen und eine deutlich niedrigere Temperatur an der Betonoberfläche zu erwarten. An der Messstelle 6 ist ein Abklingen des Temperatureinflusses zu beobachten. In einem Abstand von 3 cm auf dem Stahlzahn (von Stelle 3 bis Stelle 6) sinken die Temperaturen zu beiden Zeitpunkten um ca. 10°C. Die Stahltemperaturen an der Schweißstelle kühlen sich innerhalb von etwas mehr als 6 Minuten (370 Sekunden) von 280°C auf 66°C ab.

Es lässt sich also sagen, dass es insgesamt zu einer schnellen Abkühlung des Stahls kommt und die Temperaturen, die aus dem Schweißvorgang resultieren weder für den Stahl noch für den UHPC zu einer Reduktion der Tragfähigkeit führen, da hohe Temperaturen um 100°C nur lokal begrenzt und mit kurzer zeitlicher Dauer zu erwarten sind.

5 Stabilitätsverhalten dünner Scheiben aus UHPC

Scheiben sind ebene Flächentragwerke, die nur in ihrer Ebene belastet werden. Im Betonbau handelt es sich bei Scheiben häufig um Wände, die an ihren horizontalen Enden durch angrenzende Decken gehalten werden. Ebenso können sie an ihren vertikalen Seiten durch angrenzende aussteifende Wände gehalten sein. Somit ist zwischen zwei-, drei- und vierseitig gehaltenen Wänden zu unterscheiden. Je nachdem wie der Anschluss an das jeweilige aussteifende Bauteil ausgeführt ist, wird zwischen einer gelenkigen, einer starren Verbindung oder einer Teileinspannung unterschieden. Unter einer Navierschen Lagerung versteht man, dass alle Seiten eines Bauteils gelenkig gelagert sind, senkrecht zu ihrer Ebene unverschieblich gehalten sowie in der Ebene frei verschieblich sind.

Bei gedungenen Scheiben erfolgt der Lastabtrag überwiegend über Biegung (sog. Plattenwirkung). Schlanke Wände tragen im Gegensatz dazu ihre Lasten über Normalspannungen (sog. Scheibentraganteil) ab. Der Membrantraganteil kommt überwiegend bei mittig und gering ausmittig belasteten Wänden zum Einsatz. Die Traglast einer Scheibe kann entweder durch Stabilitäts- oder durch Materialversagen erreicht werden.

In der Literatur gibt es eine Vielzahl von Untersuchungen zu zweiseitig und vierseitig gehaltenen Wänden aus Beton, bei denen Tragfähigkeit und maximale Traglast untersucht wurden. Es handelte sich dabei zumeist um normal- oder hochfesten Beton. Allerdings gab es in jüngster Zeit auch Untersuchungen an vierseitig gehaltenen UHPC-Scheiben.

5.1 Beulversuche in der Literatur

5.1.1 Beuluntersuchungen mit normal- und hochfestem Beton

In den vergangenen Jahrzehnten wurden zahlreiche Versuche an beulgefährdeten Scheiben aus Beton unter Druckbeanspruchung durchgeführt. Die Versuchsaufbauten unterschieden sich jedoch in einigen Kriterien, wie z.B. Abmessungen der Versuchskörper, Lagerung, Bewehrungsmenge und -anordnung, weshalb nicht alle Versuche miteinander vergleichbar sind.

Nachfolgend werden kurz einige Versuche vorgestellt, bei denen die Scheiben vierseitig gehalten wurden. Diese Lagerung entspricht in vielen Fällen der Realität. In der Tabelle 5.1 sind die durchgeführten Versuche mit Angaben zur jeweiligen Person und Angaben zur maximalen Schlankheit aufgeführt. Wie die Tabelle 5.1 erkennen lässt, wurden Schlankheiten zwischen 20 und 80 untersucht. Die Grenzschlankheit zwischen Materialversagen und Stabilitätsversagen variierte bei den einzelnen Versuchen deutlich. Offensichtlich ist hingegen, dass auch bei Bauteilen aus Beton ein Stabilitätsversagen, das sogenannte Beulen, auftreten kann. Die aufgeführten Versuche wurden hauptsächlich mit Normalbeton durchgeführt. Im Rahmen dieses Berichts wird nur kurz auf die Erkenntnisse eingegangen, die sich aus diesen Versuchen ableiten lassen.

Tabelle 5.1: Maximale Schlankheiten von vierseitig gehaltenen Scheiben und zugehörige Forscher

Forscher	Maximale Schlankheit (h/t)
Storkebaum [56]	20
Braunschweiger Versuchsreihe (1,2) [57], [58], [59], [60], [61]	35
Braunschweiger Versuchsreihe (3) [59]	55
Saheb [62]	27
Waddick [63]	80
Roongsang [64]	40
Sanjayan [65]	40
Doh [66]	40

Ein sehr wichtiges Ergebnis der in Tabelle 5.1 dargestellten Versuche ist, dass die Traglast bei exzentrisch belasteten Scheiben wesentlich geringer ist als diejenige, bei denen die Last zentrisch ins Bauteil eingeleitet wird. Grund dafür ist der zunehmende Effekt der Theorie II. Ordnung. Durch den Hebelarm der Normalkraft entsteht ein zusätzliches Moment, das berücksichtigt werden sollte. Weiterhin kann eine Grenze zwischen Materialversagen und Stabilitätsversagen ermittelt werden. Bei der Betrachtung der Bewehrungsmenge ist zu erkennen, dass die vertikale Menge im Vergleich zur horizontalen Menge einen größeren Einfluss auf die Traglast hat. Außerdem ist ersichtlich, dass der Einsatz von Bewehrung zu einer besseren Rissverteilung führt und auch die Anordnung von zweiseitiger Bewehrung die Traglast beeinflusst. Die Versuche wurden mit unterschiedlichen Betondruckfestigkeiten durchgeführt. Dabei war bei hochfesten Betonen ein sprödes Verhalten zu beobachten, was jedoch durch den Einsatz von Stahlfasern kompensiert werden konnte. Einige der getesteten Scheiben wurden liegend betoniert und auch in dieser Lage geprüft. Hierbei änderten sich teilweise die Eigenschaften des Betons, da eine größere Fläche der Luft ausgesetzt war. Bei den Versuchen war ein nichtlineares Materialverhalten zu beobachten, welches mit zunehmender Schlankheit deutlicher wurde. Zusätzlich kann der Literatur entnommen werden, dass die Traglast vom Seitenverhältnis abhängig ist. Mit zunehmendem Seitenverhältnis vergrößert sich auch die Traglast. Die Umlagerungen werden geringer, je größer die Schlankheit ist. Mit zunehmender Betondruckfestigkeit nimmt die Traglast nicht linear zu [67]. Als Fazit dieser Literaturrecherche ergibt sich, dass bei Betrachtungen zum Beulen die folgenden Parameter eine wichtige Bedeutung besitzen:

- Bewehrung
- Schlankheit
- Seitenverhältnis
- Betondruckfestigkeit
- Exzentrizität
- Lagerung

5.1.2 Beuluntersuchungen mit UHPC

Allgemeines

Unlängst wurden an der TU Graz Beulversuche an Betonscheiben unter Druckbeanspruchung durchgeführt [2]. Hierbei handelte es sich um dünne Scheiben aus ultrahochfestem, faserbewehrten Beton (UHPC). Die daraus resultierenden Versuchsergebnisse wurden anschließend mit einer numerischen Berechnung mit dem Programm ABAQUS verglichen. Die Abmessungen der geprüften Scheiben waren so gewählt, dass sich eine minimale Schlankheit von 20 und eine maximale Schlankheit von 80 ergaben. Bei der Ergebnisbetrachtung zeigte sich, dass das Stabilitätsversagen infolge Beulen ab einer Schlankheit von 30 maßgebend wurde. Bei den Versuchen konnte außerdem ein überkritisches Tragverhalten beobachtet werden, wie es im Stahlbau auftritt. Durch die seitliche Anbringung von Flanschen war die Lagerung als vierseitig anzusehen. Die Belastung erfolgte zentrisch, wobei für das Einleiten der Beulverformung eine planmäßige Vorverformung aufgebracht wurde. Zusätzlich diente eine stählerne Lastverteilkonstruktion dazu, eine gleichmäßige Einleitung der Last in die Scheibe zu gewährleisten. Insgesamt war zu erkennen, dass mit größerer Schlankheit die Streuung der Versuchs- und Berechnungsergebnisse geringer war. Da bei großen Schlankheiten das Beulversagen maßgebend wurde, spielten die Materialunregelmäßigkeiten eine immer untergeordnetere Rolle. Ziel der durchgeführten Versuche an der TU Graz war es, das Tragverhalten dieser dünnwandigen Scheiben aus UHPC zu ermitteln und daraus Bemessungsregeln abzuleiten. Außerdem wurde großer Wert auf das Last-Verformungsverhalten dieser Bauteile gelegt. Ein weiteres Ziel war es, zu prüfen, ob eine realitätsnahe Abbildung in einer FE-Simulation möglich ist. Dafür wurde das Programm ABAQUS verwendet. Die Versuchsreihe bestand aus 14 Versuchen. Die Scheiben wurden unter reiner Druckbeanspruchung getestet. Der Aufbau der in Graz durchgeführten Versuche ist in Abbildung 5.1 zu sehen.

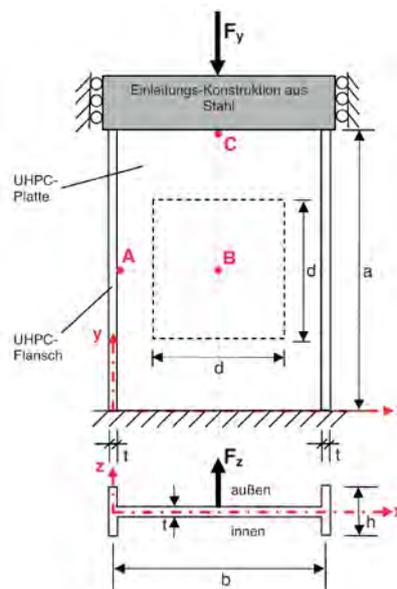


Abbildung 5.1: Versuchsaufbau [2]

Abbildung 5.1 zeigt den Versuchsaufbau und die Abmessungen der Scheibe, wobei a der Höhe entspricht und b der Breite. Die Scheibendicke wurde konstant mit t angenommen. Zusätzlich sind die Auslenkkraft F_z , welche in Punkt B angreift, und die Gesamtlast F_y zu sehen. Wie bereits er-

wähnt, wurden diese Versuche für fünf verschiedene Schlankheiten durchgeführt. Dafür wurden die Abmessungen variiert, welche in Tabelle 5.2 aufgelistet und in Abbildung 5.1 bezeichnet sind. Als Letztes ist noch die Schlankheit dargestellt. Diese ergibt sich als Quotient aus der Höhe und der Dicke des Beulfeldes.

Tabelle 5.2: Dimensionen der Versuchskörper [2]

Bez.	a	b	α	t	Schlankheit b/t	h	E	μ	f_c
	[cm]	[cm]	[-]	[cm]	[-]	[cm]	[kN/cm ²]	[-]	[kN/cm ²]
50	80	50	1,60	2,50	20	10	6000	0,15	20,7
	80	50	1,60	2,55	20	10	5730	0,15	19,81
	80	50	1,60	2,55	20	10	5810	0,15	19,81
75	120	75	1,60	2,60	29	15	5730	0,15	19,81
	120	75	1,60	2,60	29	15	5810	0,15	19,81
	120	75	1,60	2,55	29	15	5670	0,15	18,09
100	172	108	1,59	2,70	40	22	5640	0,15	20,76
	172	108	1,59	2,60	42	21	5640	0,15	19,69
	172	108	1,59	2,50	43	22	5280	0,15	17,84
150	240	153	1,57	2,80	55	30	5500	0,15	18,22
	240	153	1,57	2,70	57	30	5580	0,15	18,04
200	320	200	1,60	2,50	80	40	6000	0,15	20,7
	305	198	1,54	3,00	66	40	6010	0,15	19,06
	308	198	1,56	2,90	68	40	5640	0,15	18,22

Mit einer vorangegangenen FE-Analyse wurde ein geeignetes Ersatzsystem ermittelt. Die Dicke aller Scheiben blieb konstant bei etwa 2,5 cm. Grund dafür ist die Faserorientierung im Inneren des Bauteils. Da sie abhängig von der Dicke ist, kann sie auf diese Weise in allen Versuchskörpern annähernd gleich gehalten werden. Konventionelle Bewehrung wurde nicht verwendet. Die Lagerung des oberen und des unteren Randes (entspricht den belasteten Rändern) wurde verdrehungsbehindert ausgeführt. Um die vierseitige Lagerung zu erhalten, wurden an den vertikalen Rändern Flansche ausgebildet, die eine horizontale Verschiebung aus der Ebene verhindern wie in Abbildung 5.1 zu sehen ist. Die Flansche besaßen eine gewisse Torsionssteifigkeit, wodurch sich Verdrehungen einstellen konnten [2].

Beschreibung des Versuchsaufbau und der Versuchsdurchführung

Alle 14 Probekörper wurden aus Ductal hergestellt. Dafür wurde eine weiche Konsistenz gewählt, wobei jedoch darauf geachtet wurde, dass die Mischung sich möglichst selbst entlüftete, die Stahlfasern sich aber gerade nicht absetzten. Um Kerbspannungen und Störungen in der Faserverteilung zu vermeiden, wurden die einspringenden Ecken bzw. Kanten stark ausgerundet. Während des Betoniervorgangs kam es durch die fließfähige Konsistenz und den entstehenden Druck zu kleinen Verformungen der Schalung. Diese Abweichungen wurden nachträglich erfasst und somit die tatsächliche Wandstärkenverteilung ermittelt.

Für die Durchführung der Versuche wurde eine planmäßige Vorverformung aufgebracht. Sie diente dazu, die Richtung für die Beulverformung vorzugeben. Wichtig dabei war jedoch, dass sie so gering ausgeführt wurde, dass in einem Last-Verformungsdiagramm das Lastniveau der Verzweigungslast möglichst deutlich zu sehen ist. Durch verschiedene Vorversuche wurde die Größe der

Vorverformung in der 1. Eigenform auf 1,0 mm festgelegt. Da es sehr schwierig war, diese Vorverformung beim Erstellen der Probekörper zu erreichen, wurde im Versuch eine Auslenkkraft senkrecht zur Scheibenebene aufgebracht. Aufgrund des elastisch verformten Zustandes musste diese Kraft über die ganze Versuchsdauer erhalten bleiben. Diese Kraft wurde mittels Seil und Rolle durch das Umlenken der Eigengewichtskraft eines Stahlbauteils erzeugt. Um eine gleichmäßige Einleitung der Druckbeanspruchung auf die Scheibe zu gewährleisten, kam eine 1,0 m hohe Lastverteilkonstruktion aus Stahl zum Einsatz (Abbildung 5.1). Diese Hilfskonstruktion war starr mit dem Prüfzylinder verbunden. Ein ultrahochfester Schnellmörtel diente dazu, mögliche Maßtoleranzen zwischen den beiden Konstruktionen auszugleichen. Der Ablauf des Versuchs ließ sich in drei Schritte gliedern. Zu Beginn musste ausreichend Reibung erzeugt werden, weshalb eine Kraft von 300 kN aufgebracht wurde. Danach wurde die gewünschte Auslenkung über die horizontale Kraft eingestellt und schließlich die endgültige Belastung aufgebracht. Durch das schlagartige Versagen kann solch ein Stabilitätsversuch weder über den Kraft- bzw. Maschinenweg noch über die Beulverformung geregelt werden. Deshalb wurde als Belastungsrate $d(u_z+u_y)/dt = 5 \mu\text{m/s}$ gewählt, wodurch eine plötzliche Zerstörung der Versuchskörper verhindert werden konnte. An den relevanten Stellen wurden schließlich Wegaufnehmer und DMS angeordnet, um die Verformungen und Dehnungen zu messen [2].

Ergebnisse der Beulversuche

Eine Verzweigungslast konnte ermittelt werden. Diese wurde aufgrund der charakteristischen Rissbildung im Bauteil als „Verzweigungslast im Zustand II“ [2] bezeichnet. Das überkritische Tragverhalten beginnt, sobald die „Verzweigungslast im Zustand II“ [2] erreicht ist. Es kommt zu einer Umlagerung der Kräfte. Die Normalkräfte werden immer mehr von der Mitte zu den Rändern hin verlagert. Dies geschieht durch die Entstehung horizontaler Risse in der Mitte der Platte, was wiederum zum Verlust der Steifigkeit in diesem Bereich führt. Dies ist auch der Hauptgrund für die Umlagerung, da aufgrund der niedrigen Zugfestigkeit des Betons nur kleine Verformungen möglich sind, bis es zum Materialversagen kommt. Die ersten Risse entstehen, wenn die „Verzweigungslast im Zustand II“ [2] überschritten wird. Inwiefern die Last noch weiter gesteigert werden kann, ist jedoch von den Abmessungen, also der Schlankheit des Probekörpers, abhängig [2].

Nachrechnung der Beulversuche mit Formeln aus der Literatur

Für eine erste Einschätzung wurden die Versuche, die an der TU Graz durchgeführt wurden, mit Hilfe verschiedener aus der Literatur bekannter Formeln nachgerechnet. Hierbei wurde einerseits die Formel nach Doh [67] und andererseits die Berechnung nach DIN EN 1993-1-5:2010 [68] gewählt. Es wurde für den E-Modul sowie die Betondruckfestigkeit mit dem Mittelwert nach [2] gerechnet. In Abbildung 5.2 werden die Traglasten des Versuchs mit den Traglasten gemäß der Berechnungsformeln bei unterschiedlichen Schlankheiten verglichen.

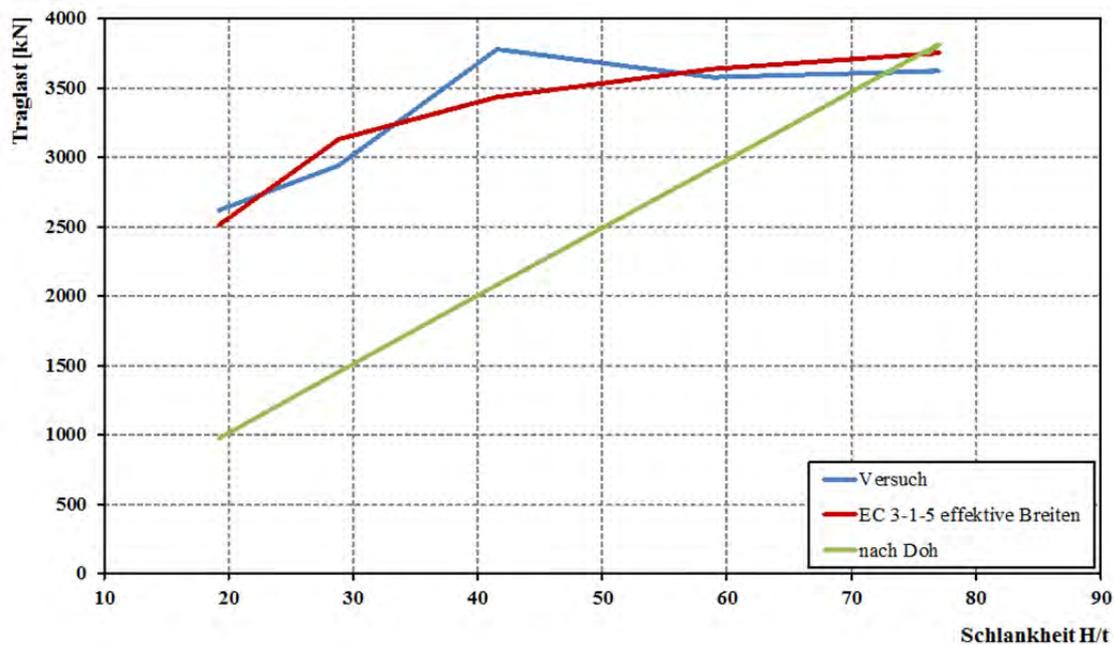


Abbildung 5.2: Ergebniszusammenstellung der Versuchsnachrechnungen ($E=57.171 \text{ N/mm}^2$; $f_c=193,3 \text{ N/mm}^2$)

Es ist zu erkennen, dass der Verlauf der Versuchskurve gut zu dem Verlauf der Kurve nach DIN EN 1993-1-5:2010 passt. Bei der Kurve nach Doh ist dies nicht der Fall, sie verläuft eher linear und scheint nicht geeignet das Verhalten von UHPC-Scheiben vorherzusagen.

Die Untersuchungen der TU Graz dienen im weiteren Projektablauf als Ausgangspunkt für die Beuluntersuchungen. Es erfolgten eigene, numerische Simulationen dieser Versuche und experimentelle Versuche zur Ermittlung des Einspanngrads der Scheiben in die Klothoidenleisten.

5.2 Finite Elemente Simulation der Beulversuche mit UHPC

5.2.1 FE-Berechnungen anderer Forscher

Die in Graz verwendeten Parameter für die FE-Berechnung werden zunächst kurz vorgestellt. Es wurde das Programm ABAQUS 6.6.1 verwendet. Bei der Modellierung der Versuche wurden folgende Voraussetzungen berücksichtigt: Für die Berechnung wurde die reduzierte Integration über vier Integrationspunkte gewählt (achtknotiges 3D-Scheibenelement, S8R5). Um einen wirklich guten Vergleich zwischen der Simulation und den tatsächlichen Versuchen zu erreichen, wurde die Lasteinleitungsstruktur aus Stahl, sowie die am Prüfkörper angebrachte Stahlstruktur am oberen und unteren Rand auch im FE-Programm beachtet. Des Weiteren wurde die sich über die Höhe ändernde Wandstärke in dem Modell implementiert [2].

Grundsätzlich konnte festgestellt werden, dass die Ergebnisse der FE-Analyse sehr zuverlässig waren. Bei großen Verformungen wirkten die entstehenden Zugmembranspannungen und der Biege widerstand der Platte dem Ausbeulvorgang entgegen. Je größer die Schlankheit und damit der Einfluss der Beulverformung der untersuchten Scheiben wurden, desto geringer waren die Streuungen in den FE-Berechnungen. Die Verzweigungslast, die im Versuch ermittelt werden konnte, war kleiner als diejenige, die nach linear-elastischer Beultheorie errechnet wurde. Diese wurde als

„Verzweigungslast im Zustand II“ [2] bezeichnet. Ein sehr wichtiger Punkt, die Abnahme der Druckfestigkeit durch die große Schlankheit, muss auf jeden Fall bei der Bemessung berücksichtigt werden. Die Abnahme kommt dadurch zustande, dass die Fasern hauptsächlich parallel zur Scheibenebene ausgerichtet sind, jedoch abhängig von der Faserlänge und der Wandstärke. Bei nicht so dünnwandigen Scheiben orientieren sich die Fasern im Bauteil auch senkrecht zur Scheibenebene, wodurch die Druckfestigkeit höher ist [2].

5.2.2 Eigene FE-Berechnungen

Die Nachrechnung der in Graz durchgeführten Beulversuche geschieht hier ebenfalls mit dem FE-Programm ABAQUS, allerdings in der Version 6.10-3.

Um bei der FE-Berechnung ein brauchbares Ergebnis zu erreichen, spielt die Modellierung des verwendeten Materials eine sehr große Rolle. ABAQUS stellt dafür diverse Materialmodelle zur Verfügung, bei denen nur noch gewisse Parameter implementiert werden müssen. Bei der Modellierung des Betons wird grundsätzlich zwischen einem elastischen Anteil und einem plastischen Anteil unterschieden. Der plastische Anteil kann entweder über das Concrete Damaged Plasticity (CDP) Modell oder über das Concrete Smeared Cracking (CSC) Modell abgebildet werden.

Als erster Schritt wurde ein Grundmodell für die Scheibe mit der Bezeichnung 150 (siehe Tabelle 5.2) entwickelt und versucht, möglichst viele der dafür notwendigen Informationen aus [2] zu entnehmen. Der E-Modul wurde zu 60.000 N/mm^2 und die Querdehnzahl zu 0,15 gewählt. Diese Werte sind in [2] vorgegeben. Die Druck- bzw. Zugeigenschaften des Betons für den plastischen Bereich konnten der Abbildung 5.3 aus [2] entnommen werden, was für das angenommene *Concrete Damaged Plasticity* Modell geschah. Diese Kurven wurden verwendet, obwohl die Druckfestigkeitssteigerung bei der zwei axialen Druckfestigkeit etwas hoch erscheint. Bei der *Section-Definition* wurde die vorgegebene Scheibendicke von 25 mm eingegeben sowie fünf Integrationspunkte über die Dicke gewählt [2].

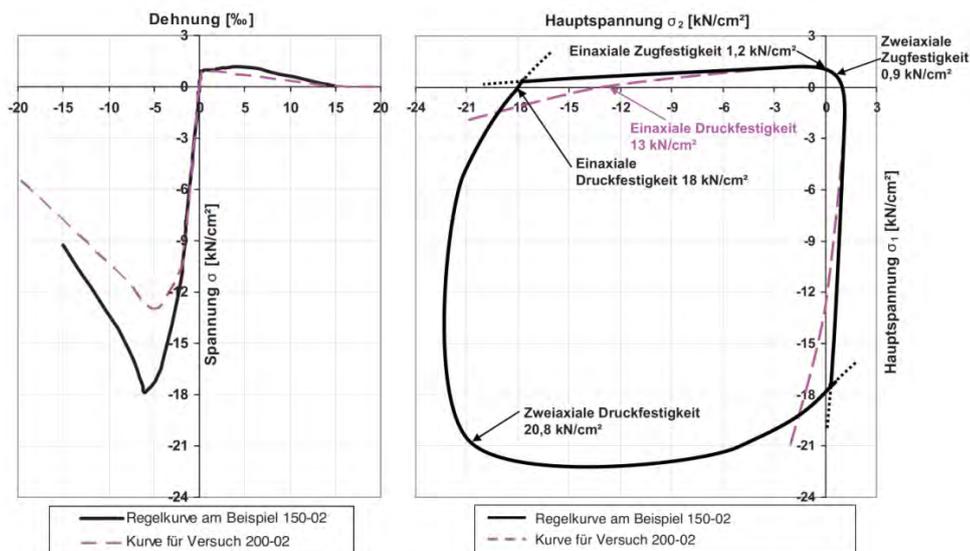


Abbildung 5.3: Einaxiale Stoffgesetze und biaxiale Riss- bzw. Versagenskriterien [2]

Im *Step*-Modul wurden zusätzlich zu dem voreingestellten *Step (Initial)* zwei weitere Simulationsschritte gewählt. In dem vorgegebenen Simulationsschritt wurden die Lagerbedingungen festgelegt. Diese wurden wie bei den tatsächlich durchgeführten Versuchen aus Abbildung 5.1 gewählt. Am unteren Rand wurde die Scheibe in vertikaler Richtung sowie in horizontaler Richtung senkrecht zur Scheibenebene gehalten, der obere Rand nur horizontal senkrecht zur Scheibenebene. Außerdem wurden der obere sowie der untere Rand verdrehungsbehindert gelagert. Seitlich wurde die Scheibe nur an den vier Ecken in horizontaler Richtung in Scheibenebene gehalten. Im nächsten Schritt wurde eine Kraft (3000 N) auf den Mittelpunkt der Scheibe senkrecht zur Scheibenebene aufgebracht, um die beschriebene Vorverformung von 1,0 mm zu erhalten. Der letzte Simulationsschritt (*Static, Riks*) diente zur Aufbringung der Gleichlast auf der oberen Kante der Scheibe, die bis zum Versagen gesteigert wurde. Bei beiden Simulationsschritten wurde die nichtlineare Geometrie berücksichtigt. Die Abbildung 5.4 zeigt alle Lagerbedingungen und alle Belastungen, die für das Grundmodell zur Anwendung kamen.

Für das FE-Netz wurde das verwendete S8R5-Element übernommen. Dabei handelt es sich um ein Scheibenelement mit acht Knoten und reduzierter Integration. Für die Seitenlänge eines Elements wurde eine Länge von 150 mm gewählt, was 10 % der Scheibenbreite entspricht.

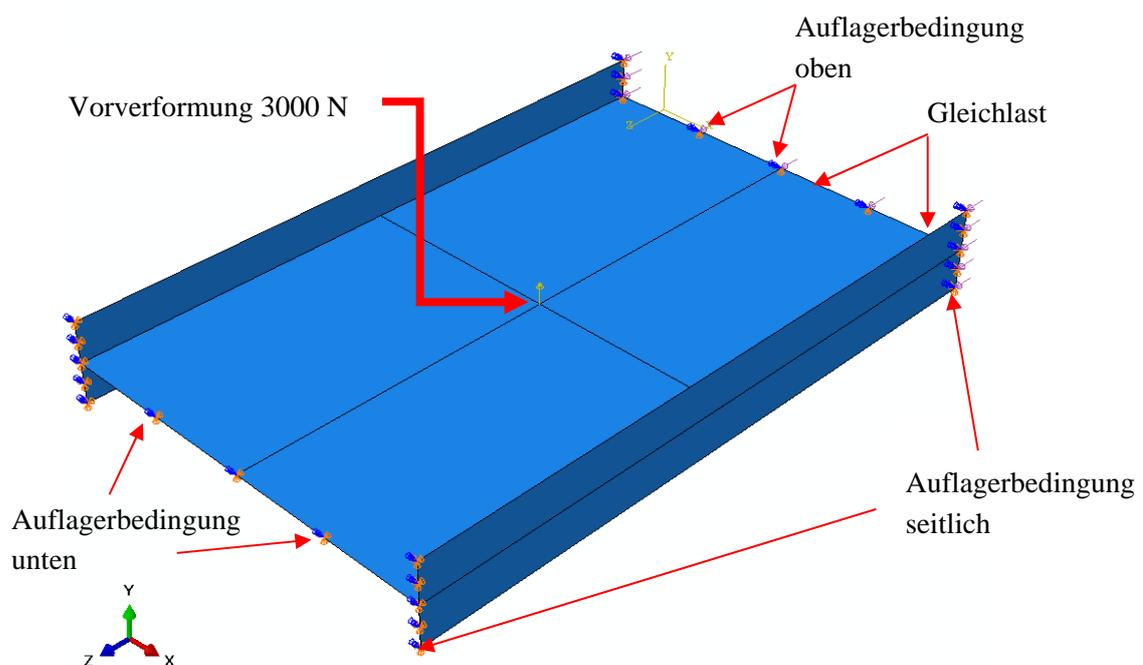


Abbildung 5.4: Belastung und Lagerbedingungen der Scheibe 150 im FE-Modell

Um die Last-Verformungskurven möglichst genau abzubilden, wurde versucht durch die Variation verschiedener Parameter (Scheibendicke, Betonmodell, etc.) den Kurvenverlauf an die im Versuch ermittelten Kurven anzunähern. Dadurch, dass bei vielen Berechnungen die Ergebnisse nicht zufriedenstellend waren (vgl. Abbildung 5.5), wurde versucht, die Ergebnisse zu verbessern indem das Concrete Smeared Cracking (CSC) Modell für den Beton verwendet wurde.

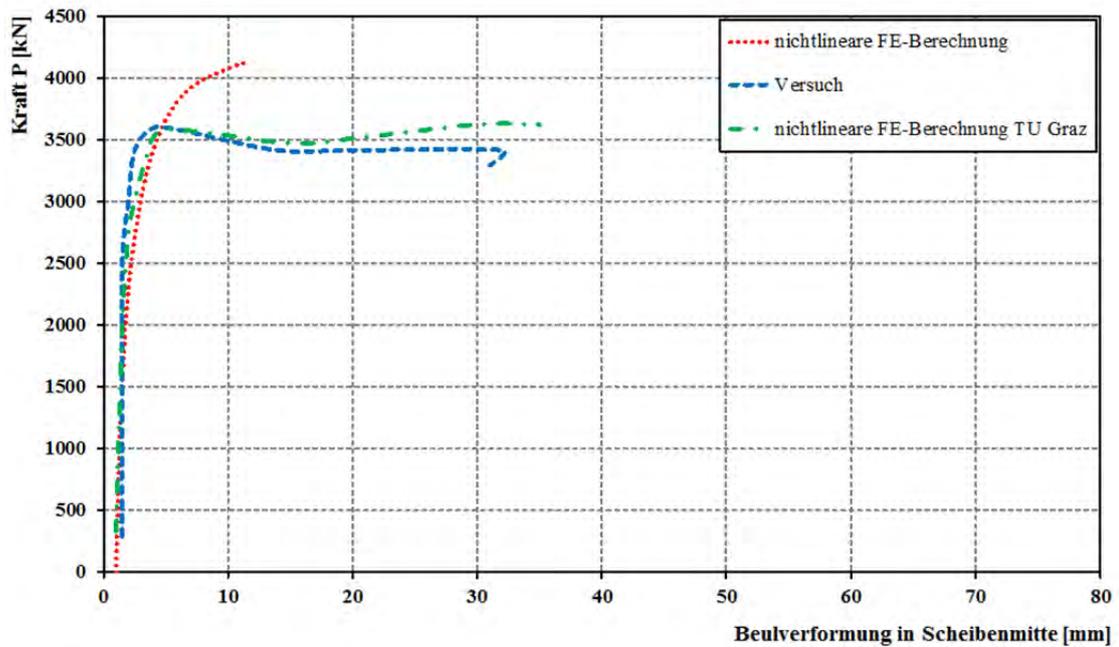


Abbildung 5.5: Last-Verformungsdiagramm des Grundmodells der Scheibe 150

Nach den ersten Berechnungen war sofort ersichtlich, dass der Verzweigungspunkt und der Verlauf der Last-Verformungskurve schon wesentlich näher an den tatsächlichen Ergebnissen lagen (siehe Abbildung 5.6). Der elastische Anteil blieb unverändert und wurde wie vorher erwähnt über den E-Modul und die Querdehnzahl beschrieben. Die dafür erforderlichen Daten waren [69] zu entnehmen. Für die weiteren Berechnungen wurde das CSC-Modell verwendet. Die Festlegung der anderen Parameter, wie z.B. Simulationsschritte, Sections, etc. wurde nicht geändert.

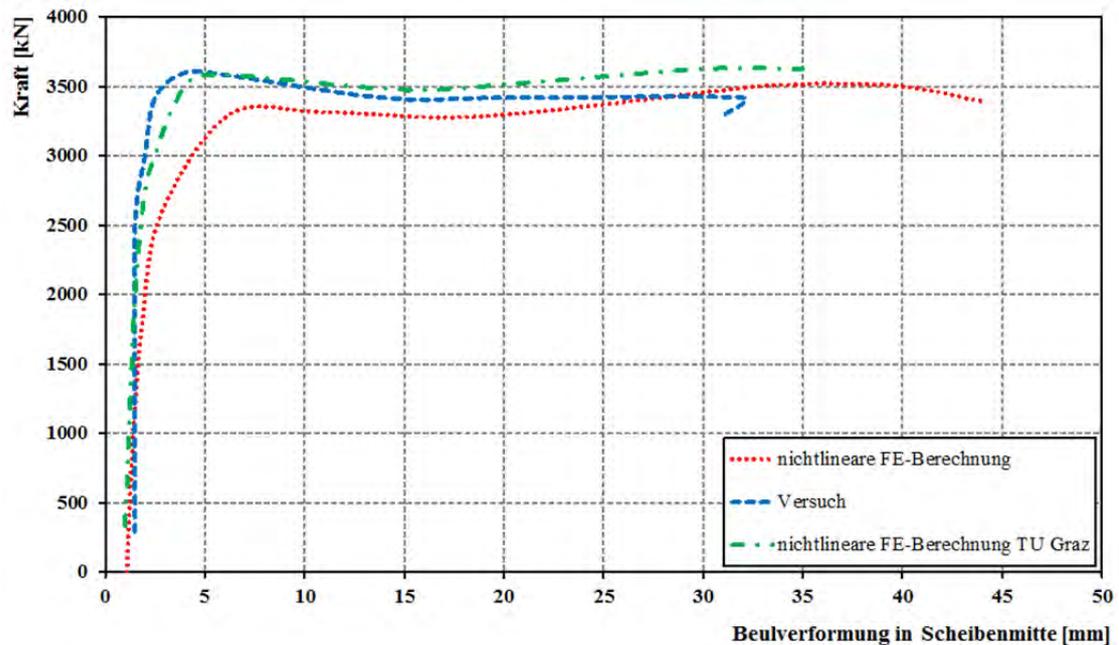


Abbildung 5.6: Last-Verformungsdiagramm der Scheibe 150 mit CSC-Modell

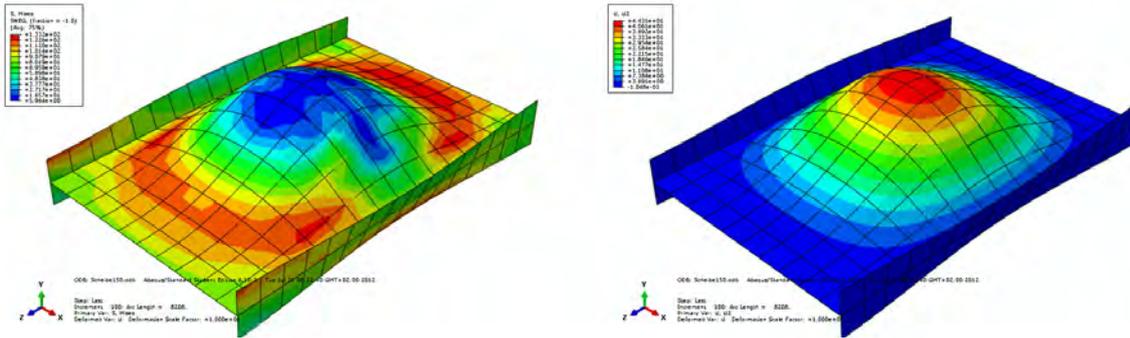


Abbildung 5.7: Scheibe 150 mit 10-fach überhöhter Darstellung; von-Mises-Spannungen (links) und Verschiebung senkrecht zur Ebene (rechts)

Die in Abbildung 5.6 noch verbliebenen Abweichungen zwischen den Versuchsergebnissen und den eigenen Nachrechnungen wurden damit erklärt, dass nicht alle Parameter hinreichend genau bekannt waren. Dies waren beispielsweise die Verteilung der Scheibendicke und die Größe der Vorverformung. Bei den durchgeführten Versuchen sowie den dazugehörigen FE-Simulationen der TU Graz wurde die Wandstärke der Scheibe genau gemessen und über die Höhe berücksichtigt. Um die Ergebnisse zu verbessern, wurde die Anzahl der Integrationspunkte bei der Section-Definition wurde von 5 auf 15 erhöht. Die Abmessungen der Scheiben wurden weiterhin aus [69] übernommen und das Betonmodell konnte auf das tatsächlich verwendete abgestimmt werden. Die Vorverformung blieb konstant bei 3000 N. Durch die Anpassung dieser Einstellungen entstand der in Abbildung 5.8 dargestellte Kurvenverlauf.

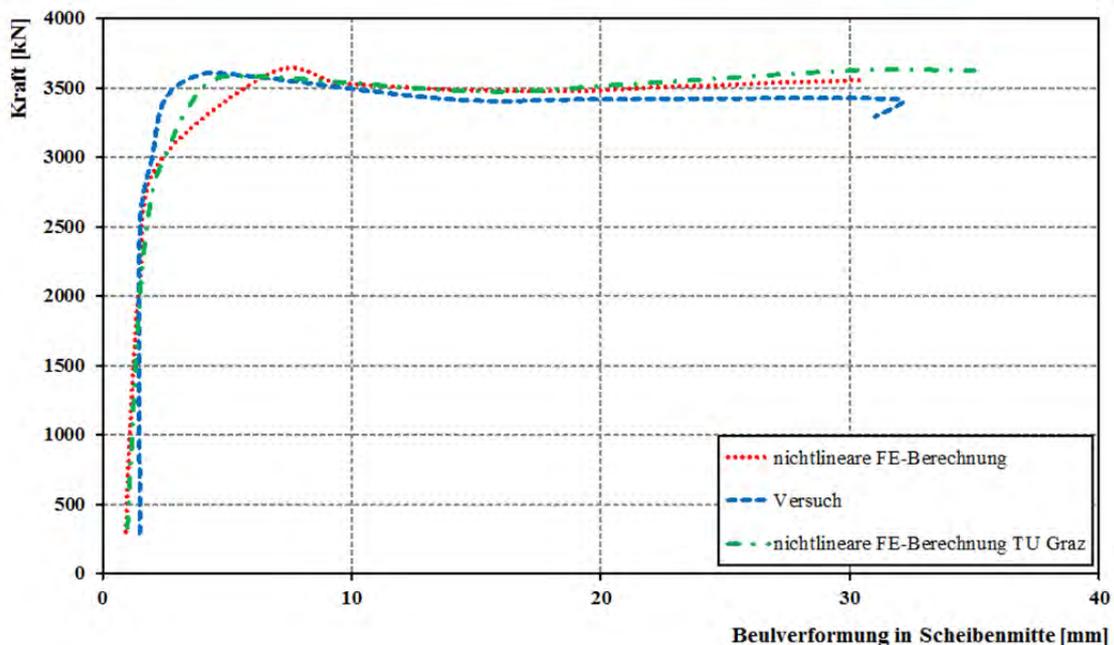


Abbildung 5.8: Last-Verformungskurve Scheibe 150 bei angepasster Scheibendicke und CSC-Modell

Die Abbildung 5.8 lässt erkennen, dass der hier simulierte Verlauf mit den tatsächlichen Ergebnissen nahezu identisch ist. Nur im Bereich des Verzweigungspunktes sind noch kleine Differenzen zu

erkennen. Ein ähnliches Bild ergaben die Nachrechnungen der anderen Beulversuche mit den Bezeichnungen 50, 75, 100 und 200. Fazit ist daher, dass bei allen fünf Schlankheiten nur noch sehr kleine Unterschiede zu den Versuchsergebnissen bzw. den FE-Berechnungen der TU Graz vorliegen.

Anhand dieser durchgeführten Nachrechnungen konnte gezeigt werden, dass es mit ABAQUS möglich ist das Beulverhalten von dünnen UHPC-Scheiben vorherzusagen. Die Einstellungen zum verwendeten Betonmodell sowie gewisse andere Parameter (z.B. Anzahl der Integrationspunkte) können nun für weitere Berechnungen wie die Bestimmung des Einspanngrades übernommen werden.

5.3 Ermittlung des Einspanngrades von dünnen Scheiben aus UHPC mit Verbunddübelleisten

Neben der Möglichkeit das Beulverhalten von UHPC-Wandelementen bei ideal gelenkiger Lagerung vorhersagen zu können, ist es wichtig die reale Situation im Bereich der Scheibenränder zu kennen. Zu diesem Zweck wurden Versuche konzipiert und durchgeführt, mit deren Hilfe ein Einspanngrad der Wandelemente in die Verbunddübelleisten ermittelt werden sollte. FE-Berechnungen dienten dabei zur Vorbereitung der Versuche als auch zur Nachrechnung.

5.3.1 Vordimensionierung durch eine FE-Simulationen

Um ein ungefähres Verhalten der Scheiben zu bestimmen, wurden zunächst Simulationen mit dem Programm ABAQUS durchgeführt. Sie dienten dazu, den Versuchsaufbau sowie die Messanordnung zu optimieren. Im Voraus durchgeführte Handrechnungen waren für die Festlegung der Abmessungen bzw. der Lasten erforderlich. Die Abbildung 5.9 zeigt die Geometrie der verwendeten Scheibe aus UHPC und der Verbunddübelleiste. In Abbildung 5.10 sind die Belastung und die Lagerung der Scheibe dargestellt. Um das Verhalten möglichst realistisch abzubilden, wurden an den Kontaktstellen zwischen Stahl und Beton sogenannte *Interactions* definiert. Dadurch können Druckkräfte von einem Material auf das andere übertragen werden, Zugkräfte hingegen nicht. Hierbei wurde einerseits nur ein Normalkontakt und andererseits ein Normal- kombiniert mit einem Tangentialkontakt definiert.

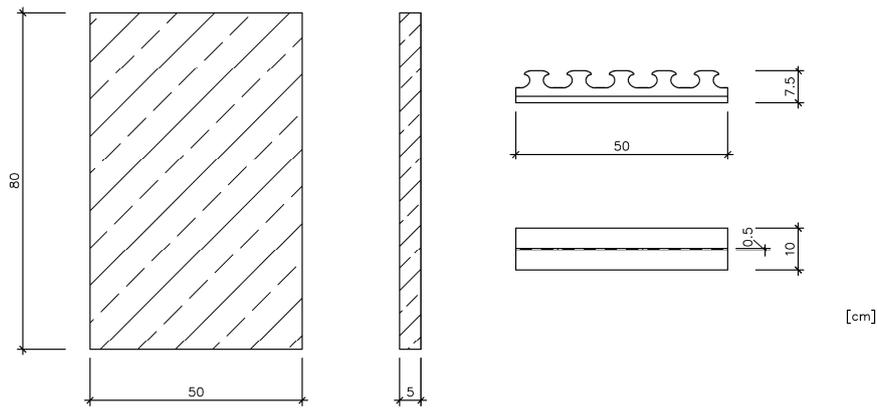


Abbildung 5.9: Geometrie der UHPC-Scheibe und der Klothoidenleiste

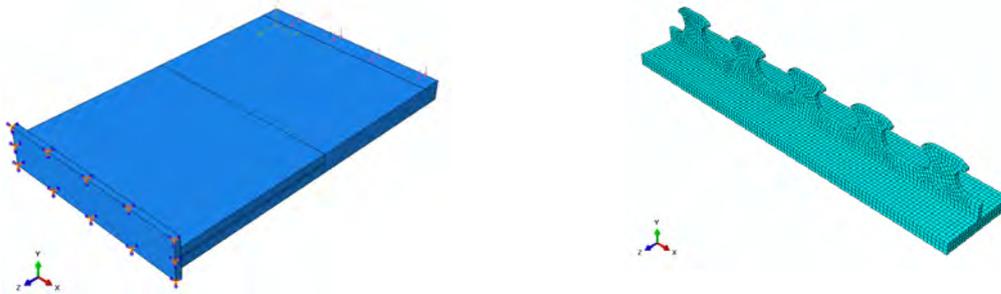


Abbildung 5.10: Belastung und Lagerbedingungen des Versuchskörpers

5.3.2 Versuchsaufbau und Messtechnik

An einer Abstützkonstruktion aus Stahl wird auf ca. 1,0 Meter Höhe ein Zugzylinder horizontal befestigt, um die Kraft auf den Prüfkörper aufzubringen. Für die Krafteinleitung wird zusätzlich eine Stahlkonstruktion verwendet, damit die Einzellast aus dem Zugzylinder als Gleichlast auf die Scheibe übertragen werden kann. Um die Betonscheibe mit der Klothoidenleiste zu verankern, kommt ein Stahlträger zum Einsatz. Dieser wird im Boden der Prüfhalle verankert, sodass eine komplett steife Unterkonstruktion entsteht. Die Verbunddübelleiste wird anschließend auf diesen Träger geklemmt, um die gewünschte Einspannung zu realisieren.

Es kommen verschiedene Messsysteme zum Einsatz. Auf der Seite, auf der der Zugzylinder montiert wird, dient eine Gerüstkonstruktion mit induktiven Wegaufnehmern zur Ermittlung der auftretenden Verformungen. Zusätzlich wird auf der gegenüberliegenden Seite ein optisches Messsystem im Abstand von ca. 1,5 m zur Scheibe aufgestellt. Die Abbildung 5.11 zeigt den Versuchsaufbau.

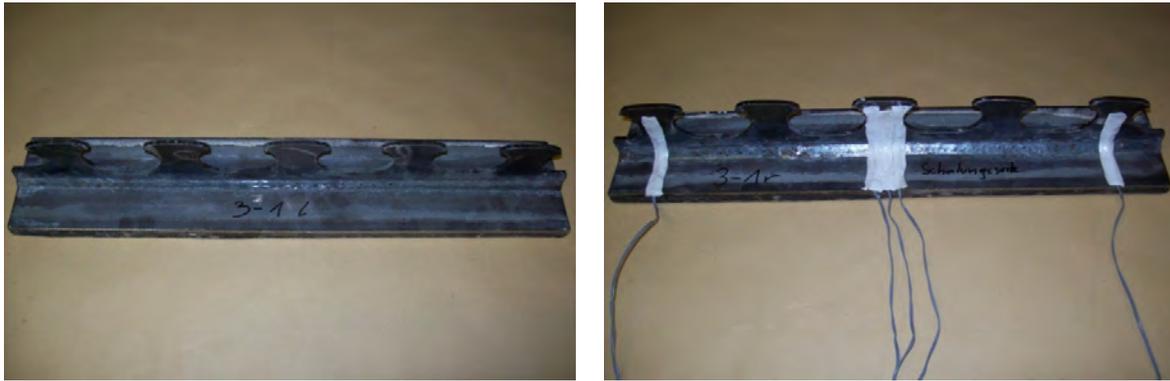


Abbildung 5.13: Verbunddübelleiste der Versuchsserie 1: links ohne (3-1l) und rechts mit DMS (3-1r)

Bei der ersten Versuchsserie konnte beobachtet werden, dass die dabei gewählte Unterkonstruktion mit den Schraubklemmen noch sehr weich war und dadurch große Verdrehungen bei dieser Konstruktion entstanden. Aus diesem Grund wurde für die zweite Versuchsserie (2-2r und 2-2l) eine andere Unterkonstruktion gewählt. Dafür wurde auf die Unterseite der Klothoidenleisten ein 55 mm hohes H-Profil geschweißt, welches die U-Profile der ersten Versuchsserie ersetzen sollte. Da bei dieser Anordnung die beiden Längskanten der Klothoidenleiste nicht auf dem offenen Teil des Profils - wie in der ersten Versuchsserie - auflagen, war diese Konstruktion sehr steif. Des Weiteren konnte durch die Schweißnaht eine bessere Verbindung realisiert werden als mit der Klemmung bei den Versuchen (3-1r und 3-1l). Für die zweite Versuchsserie wurde die Anzahl der DMS auf der Verbunddübelleiste von fünf auf drei reduziert. Die Anordnung ist in Abbildung 5.14 zu sehen.

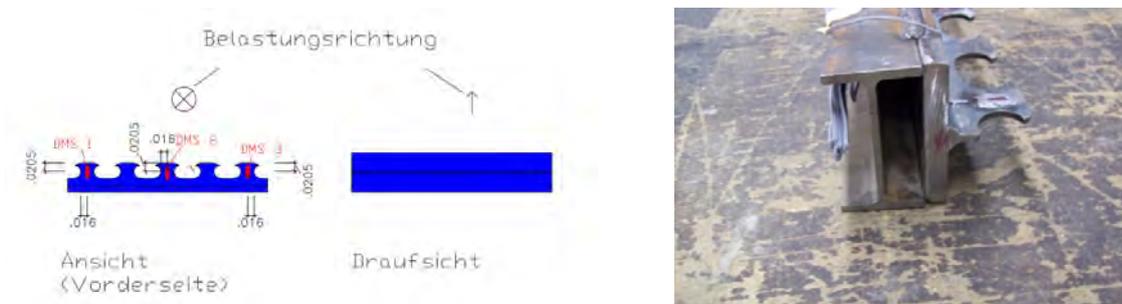


Abbildung 5.14: Anordnung der DMS auf Verbunddübelleiste (links) und Klothoidenleiste auf H-Profil (rechts) bei der zweiten Versuchsserie

Der nächste Schritt beinhaltete die Herstellung der Schalung. Die Zeichnungen der Schalung sind in der Abbildung 5.15 zu sehen.

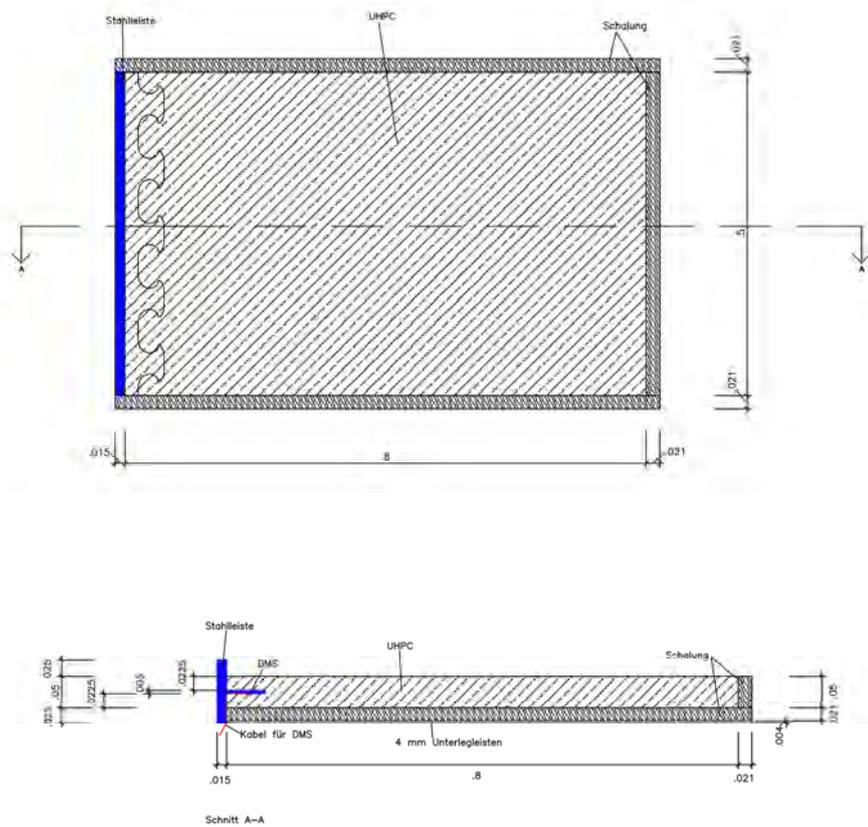


Abbildung 5.15: Schalungsplan



Schalung für die erste Versuchsserie (3-11)



Schalung für die zweite Versuchsserie (2-2r)

Abbildung 5.16: Schalung für die erste und zweite Versuchsserie

Bei der zweiten Versuchsserie wurden auf beiden Versuchskörpern (2-2r und 2-2l) DMS aufgebracht. Durch das Weglassen der Schraubklammern war es außerdem möglich, das Muster für die optische Messung so wenig wie möglich zu beeinflussen.

Die Betonage erfolgte im Labor der TUM mit dem Beton B5Q. Die Versuchskörper wurden nach dem Ausschalen sieben Tage feucht gelagert. Zusätzlich wurden noch Würfel, Zylinder, Knochen

und Prismen betoniert, um die Festigkeiten des Betons bestimmen zu können. Die Ergebnisse der Festigkeitsprüfungen sind in der Tabelle 5.3 dargestellt. Bei den angegebenen Werten handelt es sich immer um die Mittelwerte. Bei der Stahlgüte der verwendeten Verbunddübelleisten handelte es sich um S355.

Tabelle 5.3: Materialeigenschaften des UHPC

Versuchs- serie-Nr.	Rohdichte [kg/m ³]	Druckfestigkeit (Würfel) [N/mm ²]	Druckfestigkeit (Zylinder) [N/mm ²]	Zentrische Zugfestigkeit [N/mm ²]	E-Modul [N/mm ²]	Biegezugfestigkeit (4/4/16) [N/mm ²]
1	2560	189,6	156	7,28	52577	26,96
2	2551	180,5	151	6,54	51668	27,90

Nach der Betonage konnten die tatsächlichen Abmessungen der Scheiben ermittelt werden. Dafür wurde die Höhe und Breite gemessen. Die Dicke der Scheibe wurde an Messpunkten im Abstand von 10 cm am Rand entlang entnommen. Die Ansichtsseite entspricht jeweils der Schalungsseite, d.h. derjenigen, auf die anschließend das Muster für die optische Messung während der Versuche aufgebracht wurde. Zusätzlich wurde die Schiefstellung der Versuchskörper kontrolliert. Diese war jedoch bei den Scheiben 3-1l, 3-1r und 2-2l sehr gering, wohingegen die Scheibe 2-2r eine Schiefstellung von 3,0 cm über die Scheibenhöhe in Richtung der nicht geschalteten Seite hatte. Grund dafür könnte eine leichte Verdrehung der Klothoidenleiste während der Betonage gewesen sein. Da diese Abweichung von der geplanten Ausführung jedoch erst nach dem Ausschalen festgestellt wurde, konnte diese geometrische Imperfektion nicht mehr behoben werden. In den folgenden Abbildungen sind die genauen Abmessungen der Versuchskörper 2-2r, 2-2l sowie 3-1r und 3-1l dargestellt.

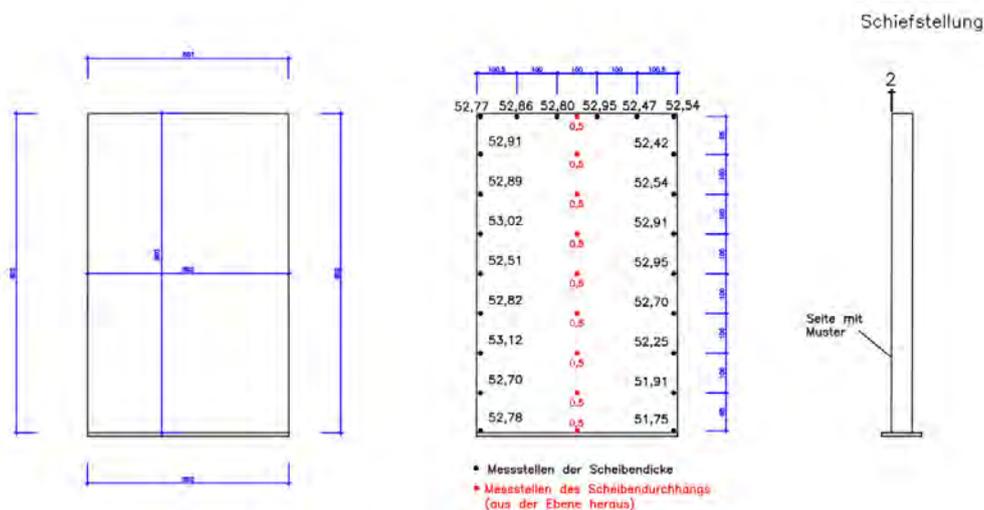


Abbildung 5.17: Tatsächliche Abmessungen des Versuchskörpers 3-1l (Ansichtsseite entspricht Seite mit Muster für optische Messung) [mm]

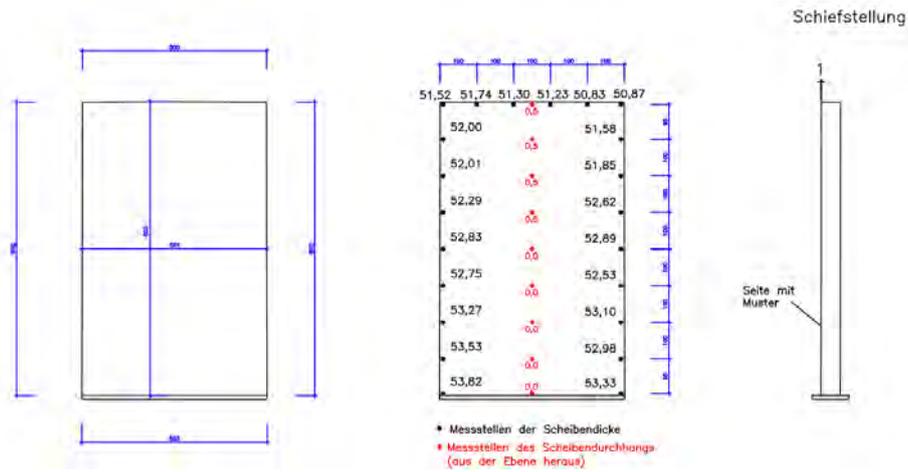


Abbildung 5.18: Tatsächliche Abmessungen des Versuchskörpers 3-1r (Ansichtsseite entspricht Seite mit Muster für optische Messung) [mm]

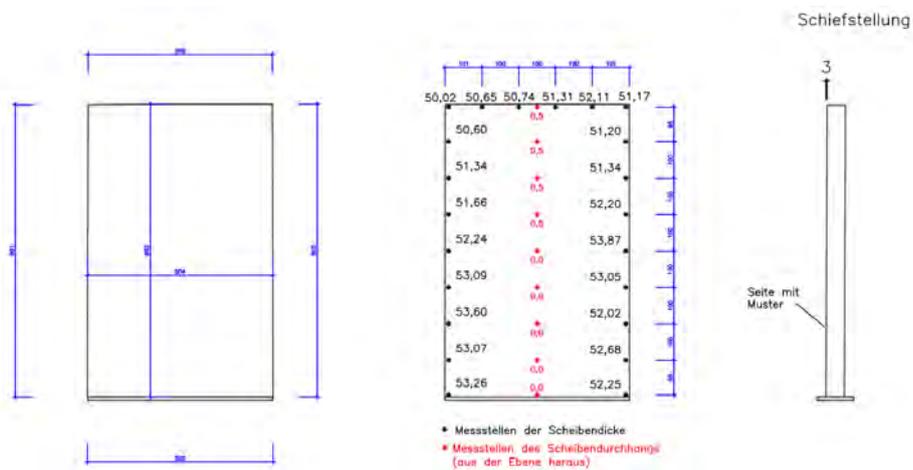


Abbildung 5.19: Tatsächliche Abmessungen des Versuchskörpers 2-2l (Ansichtsseite entspricht Seite mit Muster für optische Messung) [mm]

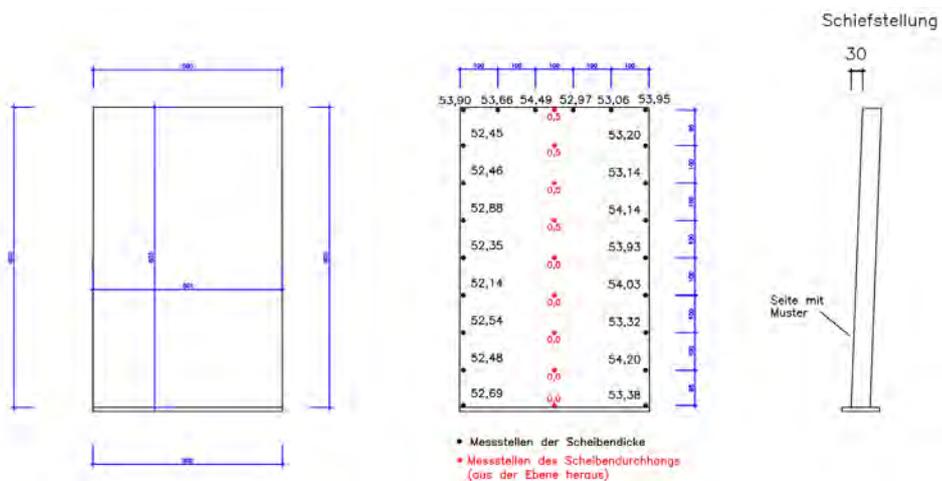


Abbildung 5.20: Tatsächliche Abmessungen des Versuchskörpers 2-2r (Ansichtsseite entspricht Seite mit Muster für optische Messung) [mm]

Die Probekörper wurden mit weißer Farbe angestrichen und das Muster für das optische Messsystem aufgesprüht. Auf den Beton wurden für die zweite Versuchsserie keine DMS aufgebracht. In Abbildung 5.21 sind die beiden fertigen Scheiben zu sehen.



Abbildung 5.21: Versuchskörper mit Muster für die optische Messung: 3-1r, 3-1l, 2-2r und 2-2l (von links nach rechts)

5.3.4 Versuchsdurchführung und -ergebnisse

Versuchskörper 3-1r

Der Versuchsaufbau entsprach der Beschreibung aus Abschnitt 5.3.2 und die Zeichnung für den tatsächlich ausgeführten Aufbau ist Abbildung 5.23 und Abbildung 5.23 zu entnehmen.

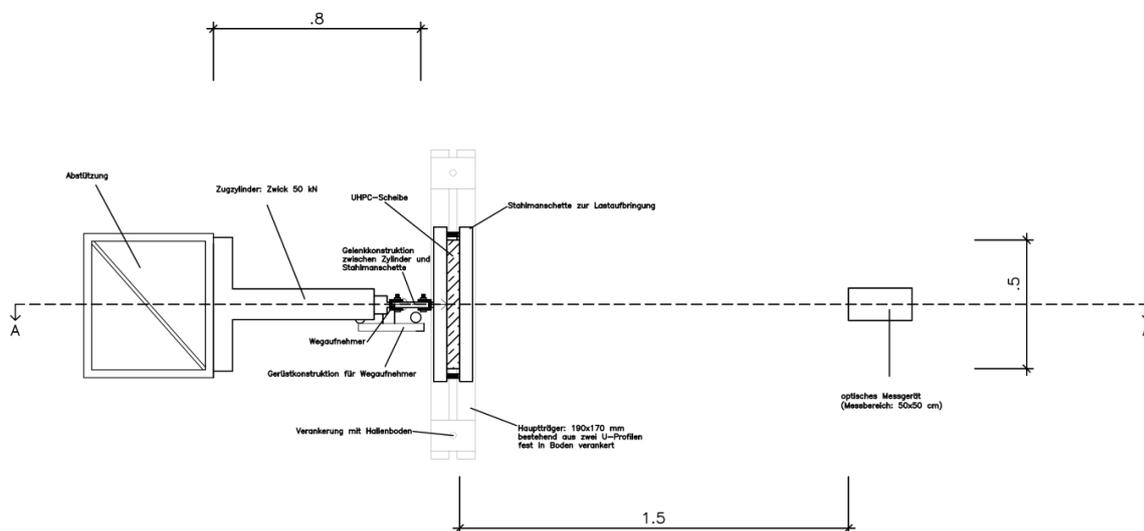


Abbildung 5.22: Versuchsaufbau 3-1r: Draufsicht

Der erste Prüfkörper (3-1r) wurde mit Hilfe von Schraubklammern auf zwei U-Profilen befestigt werden. Auf der Druckseite wurde dafür eine Klemme und auf der Zugseite wurden drei Klammern verwendet. Die Stahlkonstruktion zur Kraftübertragung vom Prüfzylinder auf den Versuchskörper bestand aus zwei U-Profilen (65 x 40 mm). Ein Profil wurde auf der Vorderseite der Scheibe und eines auf der Rückseite der Scheibe montiert, wobei jeweils die Stege an den Versuchskörper angrenzten, um eine gleichmäßig verteilte Lasteinleitung zu erhalten.

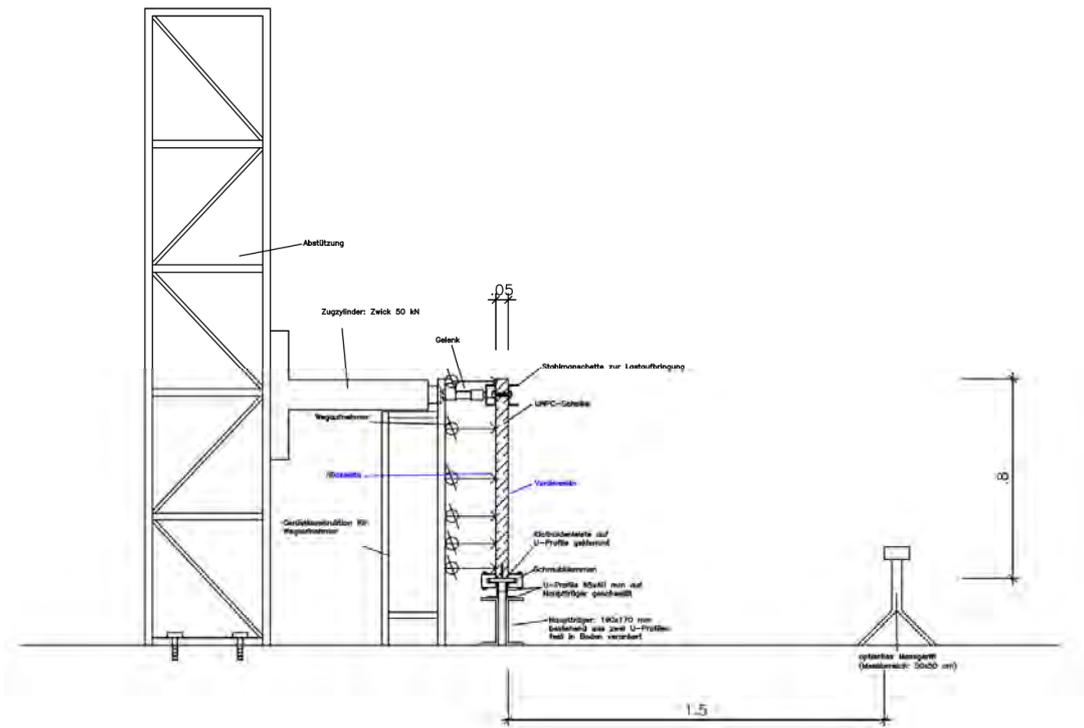


Abbildung 5.23: Versuchsaufbau 3-1r: Schnitt A-A

Die beiden Profile wurden über zwei Schrauben miteinander verbunden. In der nachfolgenden Abbildung 5.24 ist der Versuchsaufbau zu sehen. Der gelbe Pfeil stellt die Belastungsrichtung dar.

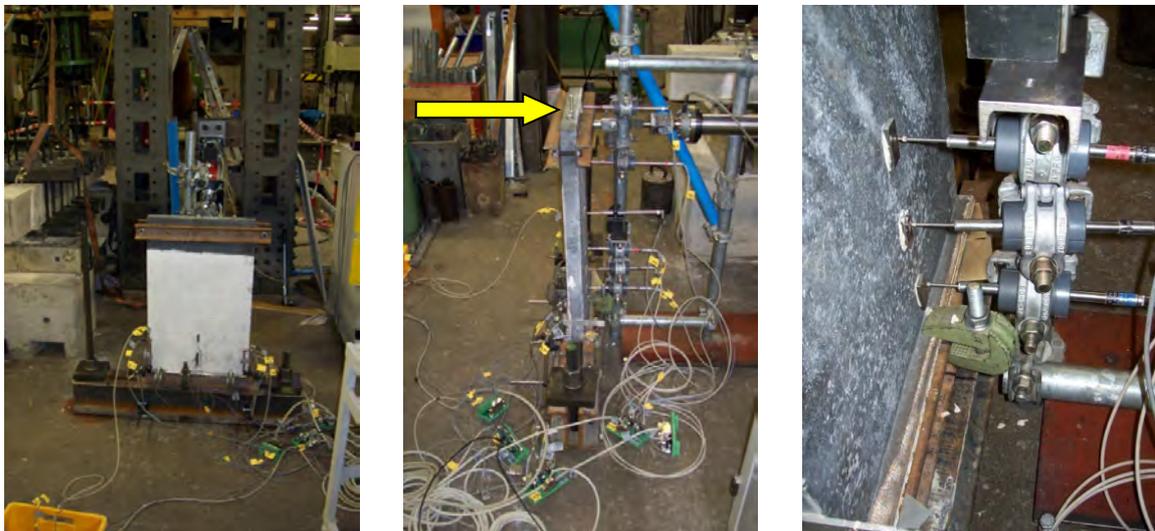


Abbildung 5.24: Versuchsaufbau 3-1r Vorderseite (links), von der Seite (Mitte) und mit Wegaufnehmern 7, 8 und 9 auf der Rückseite (rechts)

Der Anschluss der Lastverteilkonstruktion an den Zylinder erfolgte über ein Gelenk. Dieses war erforderlich, da die Scheibe durch die horizontale Verformung auch nach unten bewegt wurde. Die Stahlkonstruktion zur Krafteinleitung sowie das Gelenk zwischen Prüfkörper und Zylinder sind in folgender Abbildung 5.25 dargestellt.



Abbildung 5.25: Stahlkonstruktion zur Lastübertragung von Zylinder auf Prüfkörper (links) und Gelenk zwischen Stahlkonstruktion und Zylinder (rechts)

Eine Konstruktion aus Stahlrohren wurde hergestellt, um die Wegaufnehmer auf der Rückseite der Scheibe anbringen zu können. Auf der Vorderseite der Scheibe kamen zwei Wegaufnehmer zum Einsatz, welche an der Betonscheibe befestigt waren, um die vertikale Relativverschiebung zwischen Scheibe und Verbunddübelleiste messen zu können. Die Positionierung der Messtechnik an der UHPC ist Abbildung 5.26 zu entnehmen. Zusätzlich wurden zwei weitere Wegaufnehmer verwendet, um eine mögliche Verschiebung der oberen Flansche der zwei U-Profile, auf denen der Versuchskörper befestigt wurde, in vertikaler Richtung messen zu können. Dafür wurden sie an dem im Boden verankerten Träger montiert und die Messköpfe auf die Flansche der auf diesem Träger aufgeschweißten U-Profile gerichtet. Abbildung 5.27 zeigt die zwei Wegaufnehmer auf der rechten Seite der Scheibe. Der linke Wegaufnehmer (Weg 11) ist an der Betonscheibe befestigt und misst die Relativverschiebung zwischen Beton und dem Flansch der Verbunddübelleiste. Der rechte Wegaufnehmer (Weg 10) ist am Träger befestigt und misst die Verformung des aufgeschweißten U-Profils. Diese Wegaufnehmer wurden analog auch auf der linken Seite der Scheibe angebracht (Weg 12 und Weg 6).

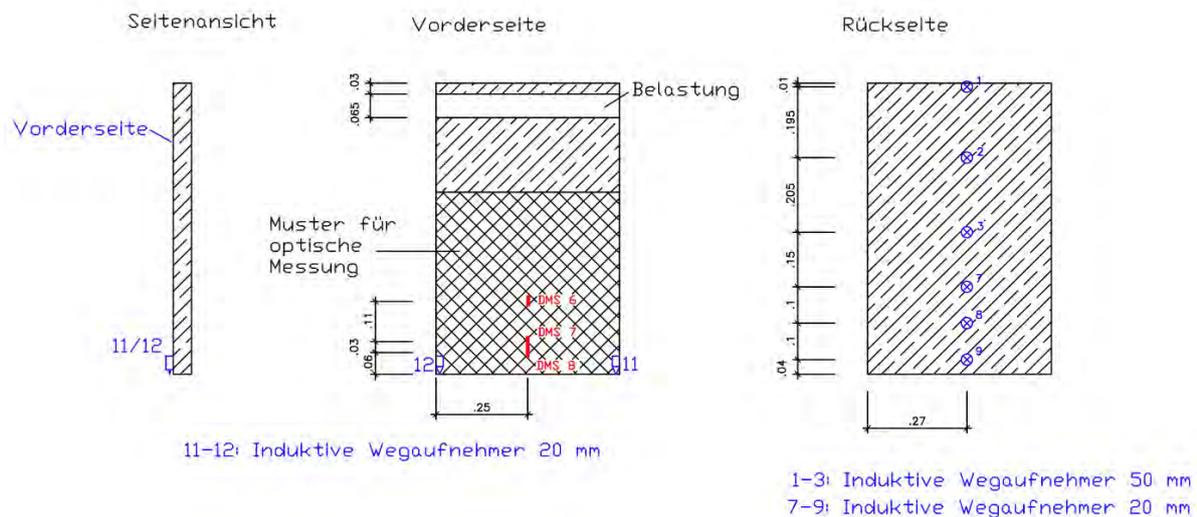


Abbildung 5.26: Positionen der DMS und der induktiven Wegaufnehmer für den Versuchskörper 3-1r an der UHPC-Scheibe



Abbildung 5.27: Wegaufnehmer 11 und Wegaufnehmer 10 auf der Vorderseite des Versuchskörpers

Nach dem Aufbau des Versuchsstands erfolgte eine nochmalige Überprüfung der Konstruktion. Hierbei konnte festgestellt werden, dass der Lastangriffspunkt 6,25 cm unterhalb der Scheibenoberkante lag und von der Vorderseite aus 24,0 cm vom rechten Rand entfernt war. Durch die gleichmäßige Lastverteilung sollte diese Ausmitte jedoch keinen großen Einfluss auf die Ergebnisse haben. Zusätzlich wurde eine Schiefstellung der Scheibe festgestellt. Diese betrug über die ganze Höhe 1,1 cm entgegen der Zugrichtung. Als Letztes wurde das optische Messsystem in einem Abstand von 1,5 m vor der Scheibe aufgestellt und kalibriert.

Versuchsdurchführung bei Versuchskörper 3-1r

Für die Durchführung des Versuchs wurde der Zylinder weggesteuert eingestellt. Die Geschwindigkeit wurde zu 1,0 mm/min gewählt. Für die induktiven Wegaufnehmer und die DMS wurde eine Messfrequenz von 5 Hz verwendet. Für das optische Messsystem wurde eine Frequenz von 0,2 Hz gewählt, sodass alle 5 Sekunden ein Bild entstand.

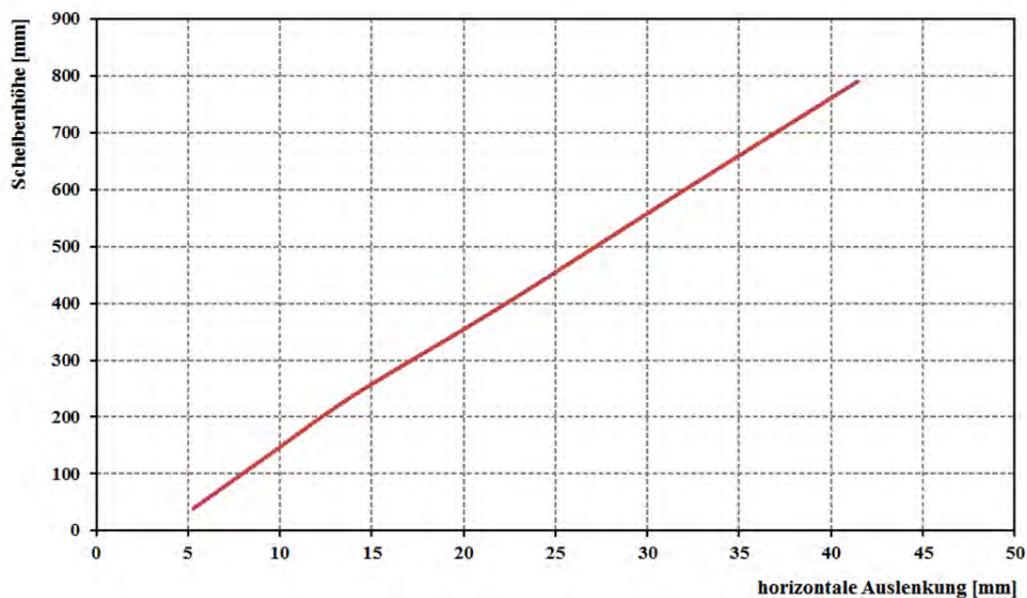


Abbildung 5.28: Verformung der Scheibe 3-1r über die Höhe bei maximaler Last (Versuch 1, 3-1r)

Nach einer Versuchslaufzeit von ca. 40 Minuten war noch keine Rissbildung zu erkennen. Deshalb wurde der Versuch bei einer Kraft von ca. 4 kN abgebrochen. Es stellte sich heraus, dass die Unterkonstruktion der Scheibe zu weich war und dadurch keine wirkliche Einspannung entstand. Der Flansch der Verbunddübelleiste konnte sich auf den U-Profilen zu stark verdrehen, wodurch sehr große Kopfverschiebungen der UHPC-Scheibe entstanden. Die Werte der Verformungen der Abbildung 5.28 entsprechen den Wegaufnehmern 1, 2, 3, 7, 8 sowie 9 und wurden zu demjenigen Zeitpunkt gewählt, wo die größte Last auf den Versuchskörper einwirkte. Zusätzlich wurde die gleiche Verteilung für eine Last von 2,0 kN, 3,5 kN und bei Versuchsabbruch ermittelt. Da hier die Verformungen über die komplette Höhe der Scheibe dargestellt sind, entspricht dieser Kurvenverlauf auch der Verformungsfigur der Scheibe. Er ist annähernd linear. Es ist keine Einspannwirkung am Fußpunkt der Scheibe zu erkennen, was wieder auf die zu weiche Unterkonstruktion zurückzuführen ist.

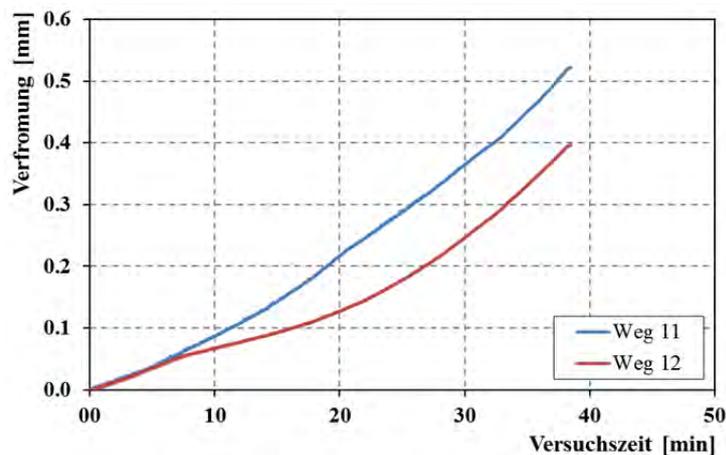


Abbildung 5.29: Relativverschiebung zwischen Beton und Verbunddübelleiste, Wegaufnehmer 11 und 12 (Versuch 1, 3-1r)

Die Verdrehung der Verbunddübelleiste um die eigene Achse ist auch im nächsten Diagramm der Abbildung 5.29 ersichtlich. Hier ist die Relativverschiebung zwischen Beton und Verbunddübelleiste dargestellt. Aufgrund der kleinen Verformung von nur ca. 0,5 mm ist zu erkennen, dass sich kaum eine Fuge auf der Zugseite zwischen Beton und Stahl bildete.

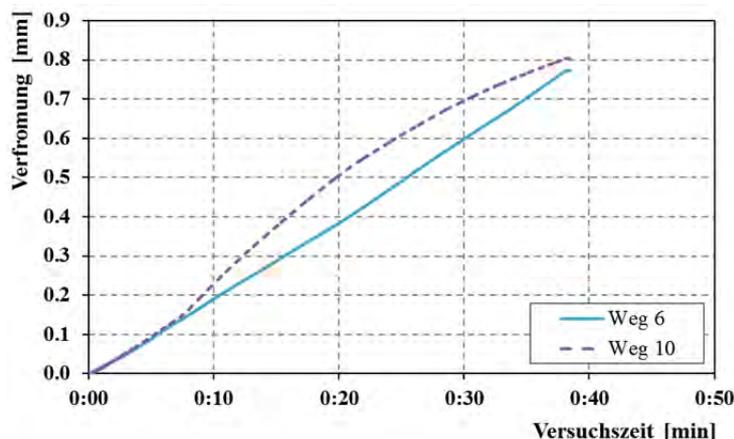


Abbildung 5.30: Verformung der U-Profile auf Hauptträger, Wegaufnehmer 6 und 10 (Versuch 1, 3-1r)

Auch in der Abbildung 5.30 ist offensichtlich, dass die Unterkonstruktion noch nicht steif genug angefertigt wurde. Die Wegaufnehmer 6 und 10 waren an dem im Boden verankerten Träger angebracht und dienten zur Messung der vertikalen Verschiebung des oberen Flansches des U-Profiles auf der Zugseite, das auf diesen Träger geschweißt wurde. Weg 6 (auf der linken Seite) und Weg 10 (auf der rechten Seite) verformen sich beide um ca. 0,8 mm. Durch diese Verformung der Unterkonstruktion nimmt auch die horizontale Verformung an der Scheibenoberkante zu. Aus diesem Grund kam es bei dem ersten Versuch zu keiner Rissbildung im Versuchskörper. Deshalb wurde die Unterkonstruktion für die weiteren Versuche modifiziert.

Aus der Abbildung 5.31 ist deutlich zu sehen, dass die Verläufe von DMS 1 bis DMS 4 relativ ähnlich sind. Auch die Dehnungen sind alle ungefähr im gleichen Bereich. Die einzige Abweichung ist bei DMS 5 zu erkennen. Hier ist die Dehnung mehr als doppelt so groß wie bei den restlichen DMS. Diese ist aber immer noch sehr klein, weshalb keine Rückschlüsse auf das Tragverhalten möglich sind.

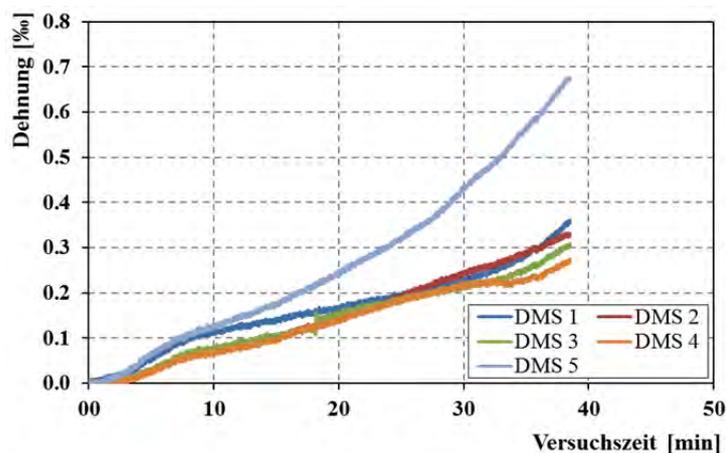


Abbildung 5.31: Dehnungen der Verbunddübelleiste (Versuch 1, 3-1r)

Des Weiteren werden noch die Dehnungen des Betons betrachtet, welche im Diagramm der Abbildung 5.32 über die Zeit dargestellt sind. Hier sind drei unterschiedliche Verläufe zu erkennen, wobei deutlich wird, dass die größten Dehnungen bei dem mittleren der drei DMS (DMS 7) gemessen werden konnten. Die Dehnungen bewegen sich jedoch alle noch in einem niedrigen Bereich. Auch hier ist wieder zu sehen, dass eine Starrkörperrotation der UHPC-Scheibe erfolgte, da die Dehnungen im Beton sonst wesentlich größer sein müssten.

Beim optischen Messsystem Aramis erstreckte sich der Messbereich über die gesamte Breite des Versuchskörpers und von der Unterseite bis etwa zur halben Höhe. Bei der ersten Versuchsserie war nachteilig, dass die Schraubklappen das Muster auf den Versuchskörpern verdeckten. Dadurch konnten einige Bereiche von der Kamera nicht erkannt werden. Es werden die Verformungen senkrecht zur Scheibenebene betrachtet.

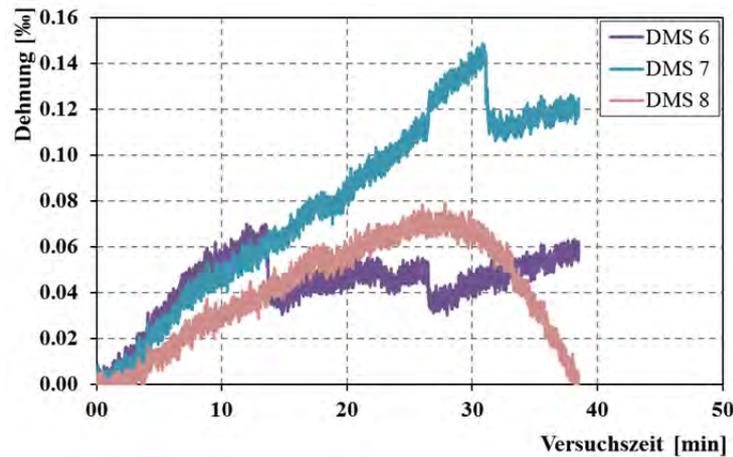


Abbildung 5.32: Dehnungen der Betonscheibe (Versuch 1, 3-1r)

Um einen Vergleich mit den Wegaufnehmern durchführen zu können, werden auch bei dem optischen Messsystem die Stellen untersucht, an denen die Wegaufnehmer angebracht waren. Die Abbildung 5.33 zeigt den Messbereich beim Versuchskörper 3-1r sowie die dazugehörigen Verformungen zum Zeitpunkt der maximalen Last über die Höhe verteilt in verschiedenen Farben dargestellt (Skala an der rechten Seite).

Wird diese Auswertung mit der Abbildung 5.28 verglichen, so stimmen die Verformungen an den Positionen der Wegaufnehmer ziemlich gut mit denjenigen von Aramis überein.

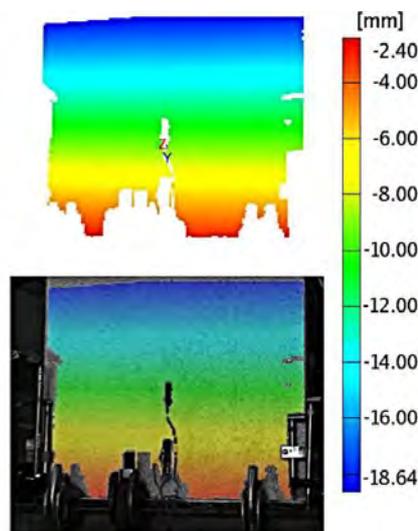


Abbildung 5.33: Verformungen von 3-1r (Versuch 1, 3-1r) bei maximaler Last

Da beim Versuchskörper 3-1r nach dem ersten Versuch noch keine Risse vorlagen, wurde er ein weiteres Mal geprüft. Um ein erneutes Verdrehen der Verbunddübelleiste zu vermeiden und eine steifere Unterkonstruktion zu erhalten, wurden zusätzliche Schraubklammern auf der Zugseite angebracht. Auch die Anordnung der Wegaufnehmer wurde teilweise verändert. Der Wegaufnehmer 10 wurde nicht mehr am Steg des Hauptträgers befestigt, sondern auf einer Stahlplatte an der Verankerung des Trägers mit dem Boden. Die Messspitze wurde so ausgerichtet, dass diese vor der Scheibe auf die Verbunddübelleiste reichte. Außerdem wurde ein weiterer Wegaufnehmer (Weg 5) auf der gleichen Stahlplatte montiert, um die Verformungen der Verbunddübelleiste auf der Rück-

seite der Scheibe (Druckseite) aufzunehmen. Durch diese Anordnung war es möglich, eine Verdrehung der Flansches der Verbunddübelleiste zu messen.

Beim Erreichen einer Last von ungefähr 4 kN konnte die erste Rissbildung am Versuchskörper beobachtet werden. Dieser Riss verlief vertikal an der Kontaktstelle zwischen Stahl und Beton auf der Zugseite und war beidseitig zu sehen. Die Abbildung 5.34 zeigt die Rissbildung auf beiden Seiten.



Abbildung 5.34: Rissbildung auf der linken und der rechten Seite des Versuchskörpers 3-1r im zweiten Versuch

Des Weiteren konnte auf der Zugseite ein Aufklaffen der horizontalen Fuge zwischen Betonscheibe und dem Flansch der Verbunddübelleiste beobachtet werden. Bei einer Gesamtverformung der Scheibenoberkante von ca. 60 mm wurde der Versuch beendet.

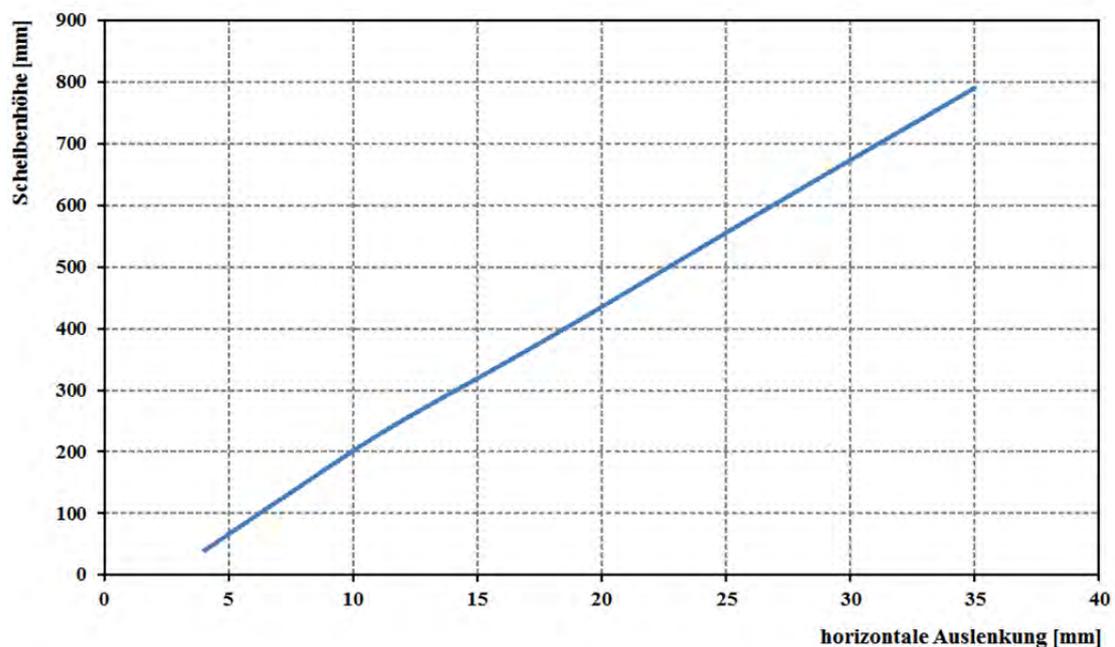


Abbildung 5.35: Verformung der Scheibe 3-1r über die Höhe bei maximaler Last (Versuch 2, 3-1r)

Bei genauerer Betrachtung der Kurve in Abbildung 5.35 ist bei einer Scheibenhöhe von ca. 200 mm ein leichter Knick zu erkennen. Der Verlauf vorher und nachher ist annähernd linear. Das Abflachen der Kurve nach dem Knick deutet auf eine leichte Einspannwirkung an der Verbund-

dübelleiste hin. Dieser Effekt verdeutlicht, dass die Unterkonstruktion bei dem zweiten Versuch etwas steifer war.

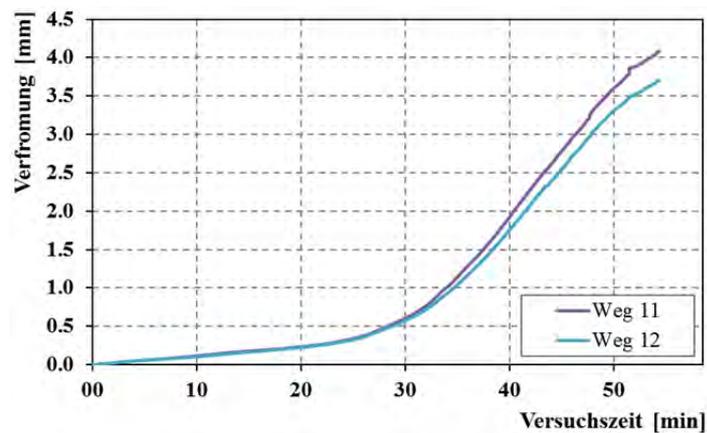


Abbildung 5.36: Relativverschiebung zwischen Beton und Verbunddübelleiste, Wegaufnehmer 11 und 12, (Versuch 2, 3-1r)

Bei der Relativverschiebung zwischen Beton und Verbunddübelleiste ist eine wesentlich größere Verformung als beim ersten Versuch ersichtlich. Dies bestätigt auch die während des Versuchs beobachtete horizontale Klaffung zwischen der Verbunddübelleiste und der Betonscheibe auf der Zugseite. Die tatsächlichen Verformungen sind in der Abbildung 5.36 dargestellt.

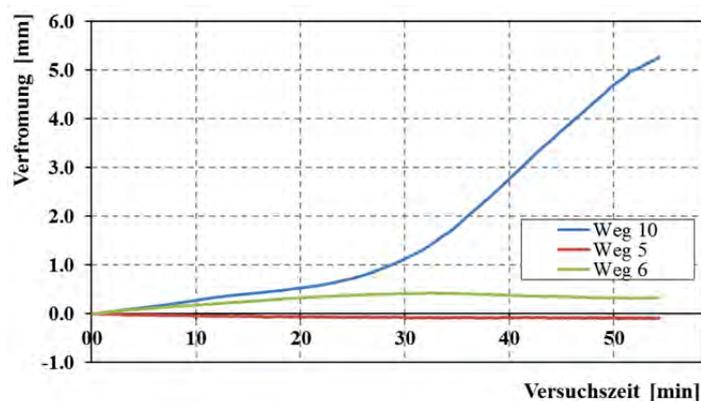


Abbildung 5.37: Verdrehung der Verbunddübelleiste 3-1r, Wegaufnehmer 5, 6 und 10; Verformung der U-Profile auf Hauptträger (Versuch 2, 3-1r)

Um die Verdrehung der Verbunddübelleiste zu ermitteln, müssen die Verformungen von Weg 5 und Weg 10 gegenübergestellt werden (Abbildung 5.37). Auf der Druckseite der Scheibe treten keine erkennbaren Verformungen der Verbunddübelleiste auf (Weg 5). Weg 10 hingegen steigt zum Ende hin stark an und dadurch kommt es zu einer Verdrehung der Verbunddübelleiste. Diese Verdrehung hat natürlich auch wieder Einfluss auf die horizontale Verformung an der Oberkante des Versuchskörpers. Das Diagramm lässt erkennen, dass die Unterkonstruktion immer noch nicht steif genug angefertigt wurde, jedoch wesentlich besser als im ersten Versuch. Durch das Anbringen der zusätzlichen Schraubklammern zwischen den U-Profilen und dem Hauptträger ist auch die vertikale Verformung des oberen Flansches (Weg 6) auf der Zugseite zurückgegangen (Abbildung

5.37). Lag die Verformung von Weg 6 beim ersten Versuch noch bei ca. 0,8 mm, konnte sie im zweiten Versuch durch die neue Konstruktion ungefähr halbiert werden.

Es sind deutlich größere Dehnungen (Abbildung 5.38) als in Versuch 1 zu erkennen. Weiterhin ist zu sehen, dass der mittlere Zahn der Verbunddübelleiste (DMS 3) der größten Beanspruchung ausgesetzt ist. Der Übergang vom elastischen in den plastischen Bereich ist in der Abbildung 5.38 sehr gut zu erkennen. Der Stahl beginnt ab einer Dehnung von ca. 1,0 Promille zu fließen.

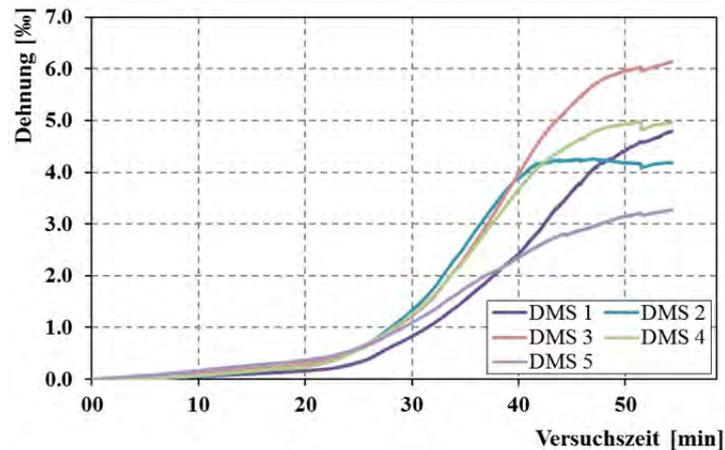


Abbildung 5.38: Dehnungen der Verbunddübelleiste (Versuch 2, 3-1r)

Die Betondehnungen bei DMS 6 und DMS 7 (Abbildung 5.39) verlaufen annähernd gleich über die komplette Versuchslaufzeit. DMS 8 wurde auf Höhe der Oberkante der Verbunddübelleiste angebracht. In diesem Bereich wurde auch vor den Versuchen mit einer Rissbildung gerechnet. Anfangs sind die Dehnungen in diesem Bereich noch geringer als bei den anderen beiden DMS. Im weiteren Verlauf ist aber ein sehr deutlicher Anstieg bis etwa 2,0 Promille zu erkennen. Nach dem Auftreten der Risse in der Betonscheibe nehmen die Dehnungen in diesem Bereich wieder ab. Der Versuch wurde jedoch abgebrochen, bevor die Oberfläche auf der Vorderseite des Versuchskörpers sichtbar zu reißen begann.

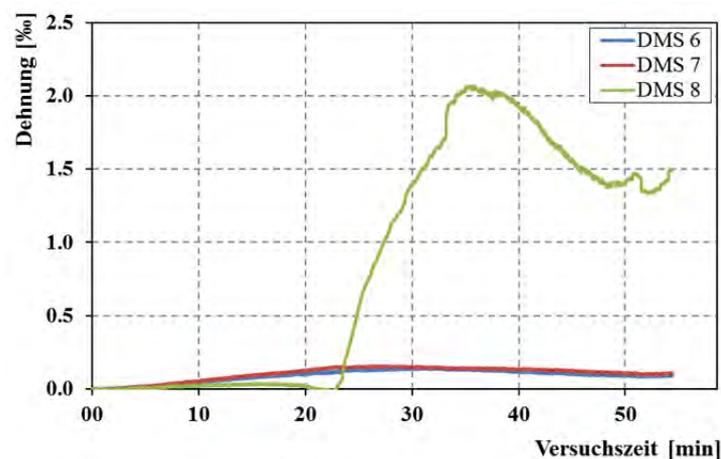


Abbildung 5.39: Dehnungen der Betonscheibe (Versuch 2, 3-1r)

5.3.5 Ermittlung des Einspanngrades

Ermittlung des Einspanngrades bei 3-1r

Bei Wandscheiben wird der Einspanngrad normalerweise über das Verhältnis der Lage des Momentennullpunktes zur Höhe der Wand gebildet. In diesem Fall handelt es sich jedoch um einen Kragarm, weshalb der Einspanngrad über das Verhältnis der Verformungen ermittelt wird. Für das prinzipielle Vorgehen galt, dass anfangs für verschieden große Kräfte die Verformungen für eine komplette Einspannung mit der Formel $w = (F \cdot l^3) / (3 \cdot E \cdot I)$ berechnet wurden. Die damit errechneten Verformungen am Lastangriffspunkt würden sich bei 100 %-iger Einspannung und linear-elastischem Verhalten des Betons ergeben. Anschließend wurden die mit dem Wegaufnehmer 1 gemessenen Verformungen bei der jeweiligen Kraft mit den Berechnungen verglichen. Aus dem Quotient dieser beiden Werte konnte der Einspanngrad in Prozent ermittelt werden. Die Tabelle 5.4 stellt diese Werte für die Scheibe 3-1r im ersten Versuch dar. Eine Verdrehung der Verbunddübelleiste bzw. der Unterkonstruktion wurde hier nicht berücksichtigt, da bei diesem Versuch kein Wegaufnehmer auf der Rückseite der Scheibe positioniert war, um die dafür notwendige Verformung zu messen.

Die erste Spalte der Tabelle 5.4 enthält die unterschiedlichen Kräfte, bei denen die Verschiebungen betrachtet wurden. Die Verformungen wurden anfangs für die Werte 500 N, 1000 N, 2000 N, 3000 N und 4000 N ermittelt. Anschließend folgt die maximal aufgetretene Last des Versuchs, in diesem Fall 4023 N. Der letzte Wert stellt die Kraft bei Versuchsabbruch dar, hier 4010 N. Die zweite Spalte beinhaltet die gemessenen Verformungen u des Wegaufnehmers 1 bei der jeweiligen Kraft. In der dritten Spalte sind die berechneten Verformungen w bei Annahme einer 100 %-igen Einspannung zu sehen. Die letzte Spalte stellt den Quotient aus w und u dar, wobei die Werte des Einspanngrades in Prozent angegeben werden. Der zusätzlich aufgeführte Mittelwert wurde aus allen sieben betrachteten Werten gebildet und ergibt sich zu 7,17 %. Des Weiteren wurde für die maximale Last eine Drehfederkonstante für das Auflager berechnet. Für die 4,02 kN aus dem ersten Versuch erhält man 61 kNm/rad.

Tabelle 5.4: Ermittlung des Einspanngrades für die Scheibe 3-1r im ersten Versuch

F [N]	u [mm]	w [mm]	Einspanngrad [%]
500	3,19	0,30	9,39
1000	6,02	0,60	9,94
2000	16,87	1,20	7,10
3000	28,38	1,80	6,33
4000	41,09	2,40	5,83
4023	41,42	2,41	5,82
4010	41,43	2,40	5,80
Mittelwert [%]:			7,17

Tabelle 5.5 enthält die entsprechenden Werte für die Scheibe 3-1r im zweiten Versuch. Ab diesem Versuch wurden die Wegaufnehmer 5 und 10 so positioniert, dass eine Verdrehung der Verbunddübelleiste und damit auch die Starrkörperrotation der UHPC-Scheibe gemessen werden konnte. Diese Werte wurden bei der Betrachtung der Verformungen berücksichtigt. Dafür wurde eine Verschiebung der oberen Kante der Scheibe berechnet, welche sich aus der Verdrehung ergab. Dieser

Wert wurde vom Messergebnis des Wegaufnehmers 1 abgezogen, um die Verschiebung u ohne Starrkörperrotation zu erhalten.

Tabelle 5.5: Ermittlung des Einspanngrades für die Scheibe 3-1r im zweiten Versuch

F [N]	u [mm]	w [mm]	Einspanngrad [%]
500	3,95	0,30	7,59
1000	6,08	0,60	9,86
2000	9,73	1,20	12,31
3000	14,79	1,80	12,15
4000	20,40	2,40	11,75
4136	20,88	2,48	11,87
2614	8,72	1,57	17,96
Mittelwert [%]:			10,92

Für den Mittelwert von 10,92 % wurden in diesem Fall nur die ersten sechs Werte verwendet. Bei Abbruch des Versuchs nimmt der Einspanngrad den größten Wert an (17,96 %). Grund dafür ist eine große Verformung von Weg 10, weshalb auch der horizontale Anteil aus der Verdrehung der Verbunddübelreihe zunimmt und dadurch die tatsächliche Scheibenverformung abnimmt. Hierbei wird jedoch von einem Messfehler des Wegaufnehmers 10 ausgegangen, da der Einspanngrad auf Grund der Rissbildung bei Versuchsabbruch in den anderen Fällen wesentlich geringer ist als der Mittelwert. Des Weiteren nimmt die hier dargestellte Verformung der Scheibe zum Ende hin wieder ab, was nicht der Realität entspricht. Für die maximale Kraft von 4,14 kN beim zweiten Versuch ergab sich die Drehfederkonstante zu 124 kNm/rad.

Ermittlung des Einspanngrades bei 3-11

Auffällig ist, dass zwischen 4000 N und der maximalen Last der Einspanngrad deutlich geringer wird. Dies ist auf die Rissbildung zurückzuführen, da der Beginn der Rissbildung in etwa - wie bei den Versuchen beobachtet - in diesem Bereich lag. Die Drehfederkonstante für die Scheibe 3-11 ergab sich zu 128 kNm/rad und entspricht damit etwa der Drehfederkonstante des zweiten Versuchs mit 3-1r.

Tabelle 5.6: Ermittlung des Einspanngrades für die Scheibe 3-11

F [N]	u [mm]	w [mm]	Einspanngrad [%]
500	3,39	0,30	8,84
1000	5,70	0,60	10,51
2000	8,57	1,20	13,97
3000	8,20	1,80	21,91
4000	13,31	2,40	18,00
4964	24,38	2,97	12,19
2619	63,70	1,57	2,46
Mittelwert [%]:			14,24

Aus den drei Tabellen wird deutlich, dass der Einspanngrad des Betons in die Verbunddübelreihe im Vergleich zu einer Volleinspannung zwischen zehn und 15 Prozent liegt. Es wurde jedoch vermutet, dass die weiche Unterkonstruktion noch einen Einfluss auf den eher niedrigen Wert besitzt. Die Versuchsserie konnte jedoch bereits zeigen, dass die Verbunddübelreihen äußerst praxistaug-

lich sind, da bei allen Versuchen ein sehr duktiler Verhalten der UHPC-Scheiben beobachtet werden konnte.

Ermittlung des Einspanngrades bei 2-2r

Wie bereits beschrieben, wurde die Unterkonstruktion für die Versuche 2-2r und 2-2l noch einmal steifer ausgeführt. Über die Verdrehung des Flansches der Verbunddübelreihe (Weg 5 und Weg 10) wurde wiederum die Starrkörperverformung auf Höhe von Weg 1 ermittelt und von den gemessenen Verschiebungen abgezogen. Für die Bildung des Mittelwertes des Einspanngrades wurden auf der sicheren Seite liegend die Werte bis zur maximalen Last berücksichtigt, obwohl die Rissbildung offensichtlich schon früher einsetzte (vgl. Tabelle 5.7). Für die Scheibe 2-2r wurde eine Drehfederkonstante berechnet, welche sich für die maximale Last zu 150 kNm/rad ergab.

Tabelle 5.7: Ermittlung des Einspanngrades für die Scheibe 2-2r

F [N]	u [mm]	w [mm]	Einspanngrad [%]
500	1,66	0,21	12,52
1000	2,71	0,42	15,35
2000	4,80	0,83	17,32
3000	7,76	1,83	23,60
4000	11,38	1,66	14,62
4148	13,33	1,72	12,94
2204	46,37	0,92	1,98
Mittelwert [%]:			14,24

Ermittlung des Einspanngrades bei 2-2l

Bei diesem Versuch wurde die Platzierung der Wegaufnehmer zur Messung der Starrkörperrotation noch einmal verbessert und es ergeben sich bei Scheibe 2-2l noch einmal deutlich höhere Einspanngrade (vgl. Tabelle 5.8). Bis zum Erreichen der maximalen Last von 4350 N entspricht der Mittelwert 35,88 %. Zu Beginn sind die Werte noch größer und nehmen nach der Rissbildung bei ca. 4,1 kN stark ab. Durch die Berücksichtigung der Verdrehung der Verbunddübelreihe sind hier nun die tatsächlichen Verformungen der Scheibe zu sehen. Die Drehfederkonstante wurde hier zweimal berechnet, da die Rissbildung auf der Scheibenvorderseite einen sehr großen Einfluss auf den Einspanngrad besitzt. Für eine Kraft von 4000 N ergab sich die Drehfederkonstante zu 616 kNm/rad, wohingegen für die maximale Last von 4,35 kN die Drehfederkonstante nur noch 105 kNm/rad betrug.

Tabelle 5.8: Ermittlung des Einspanngrades für die Scheibe 2-2l

F [N]	u [mm]	w [mm]	Einspanngrad [%]
500	1,22	0,32	25,99
1000	1,76	0,63	36,03
2000	3,97	1,27	31,96
3000	3,81	1,90	49,87
4000	4,16	2,54	61,05
4350	26,64	2,76	10,36
2016	49,49	1,28	2,58
Mittelwert [%]:			35,88

5.3.6 Zusammenfassung der Versuchsergebnisse

Bei der Durchführung des ersten Versuchs war zu erkennen, dass die Unterkonstruktion deutlich zu weich war und sich die Verbunddübelleiste dadurch zu sehr um die eigene Achse verdrehen konnte. Deshalb wurde dieser Versuch abgebrochen, bevor es zu einer Rissbildung in der Betonscheibe kam. Für Versuch 2 und 3 wurden anschließend zusätzliche Schraubklemmen verwendet, um die vertikalen Verformungen der Verbunddübelleiste zu verringern. Bei der ersten Versuchsserie konnte unter Berücksichtigung der Verdrehung der Verbunddübelleiste auf diese Weise ein Einspanngrad zwischen 10 % und 15 % ermittelt werden.

Für die zweite Versuchsserie wurde die Unterkonstruktion nochmals neu geplant. Das Weglassen der Klemmen und das Verbinden der Verbunddübelleiste mit der Unterkonstruktion durch eine Schweißnaht brachte zusätzliche Steifigkeit. Durch das Anbringen der Wegaufnehmer 5 und 10 auf einem vom Versuchsaufbau unabhängigen Träger konnten die tatsächlichen Verformungen der Verbunddübelleiste gemessen werden. Während der Versuche 4 und 5 war zu erkennen, dass durch diese Veränderungen die Unterkonstruktion nochmals steifer wurde. Bei der Ermittlung der Einspanngrade der zweiten Versuchsserie wurde die Verdrehung der Verbunddübelleiste wieder berücksichtigt. Hierbei konnte ein Einspanngrad von 16 % bei Versuch 4 und von 35 % bei Versuch 5 errechnet werden.

Vergleicht man die hier erzielten Werte des Einspanngrades mit denjenigen aus der ersten Versuchsreihe, so wird ersichtlich, dass der Einspanngrad von Versuch 4 gut mit den ersten Ergebnissen übereinstimmt. Bei Versuch 5 ist jedoch ein wesentlich höherer Einspanngrad zu sehen. Es ist deutlich zu erkennen, dass nach der Rissbildung die Einspannwirkung stark zurückgeht. Grund für den deutlich höheren Wert bei Versuch 5 könnte ein besserer Verbund zwischen Beton und Stahl gewesen sein. Eine zweite Möglichkeit wäre, dass die neue Anordnung von Wegaufnehmer 5 und 10 ausschlaggebend für den höheren Einspanngrad war. Dadurch, dass diese näher an der Scheibe positioniert waren, konnten die Verformungen in diesem Bereich besser gemessen werden. Deshalb steigt auch der Anteil der horizontalen Verformung durch die Verdrehung der Verbunddübelleiste an der Oberkante der Scheibe. Für die weitere Betrachtung kann ein konservativer Einspanngrad von 15 % berücksichtigt werden.

5.3.7 Nachrechnungen der Versuche zur Ermittlung des Einspanngrades mit ABAQUS

Das bei der Versuchsvorbereitung erstellte FE-Modell wurde so angepasst, dass die in der Realität erzielten Versuchsergebnisse möglichst gut abgebildet werden konnten. Dafür wurden die Einstellungen aus Abschnitt 5.2 übernommen. Ein wichtiger Punkt, der sich in großem Maße auf die Ergebnisse auswirkt, ist die Anpassung der Zugfestigkeit im Betonmodell. Dazu wurden die Werte der direkten Zugversuche übernommen und im CDP-Modell verwendet. Die Eingabe erfolgte über die Rissöffnungsweite, da dies zu den besten Ergebnissen führte. Des Weiteren wurde der E-Modul angepasst und die Querdehnzahl auf 0,2 erhöht. Alle anderen Materialparameter konnten von den Einstellungen der Versuchsvorbereitung übernommen werden.

Für die Lagerung wurde die Einspannung nur an den beiden Längsrändern der Verbunddübelleiste angesetzt, da dies der Realität am besten entsprach. Die Belastung wurde als Verschiebung in der Mitte der Scheibe mit einer maximalen Verformung von 60 mm aufgebracht. Die Kontakte zwi-

schen Stahl und Beton wurden wie in Abschnitt 5.2 beschrieben übernommen. Für die Berechnungsdurchführung wurde ABAQUS/Explicit verwendet. In Abbildung 5.40 ist das Modell des Versuchskörpers mit der neuen Lagerung und der Belastung zu sehen.

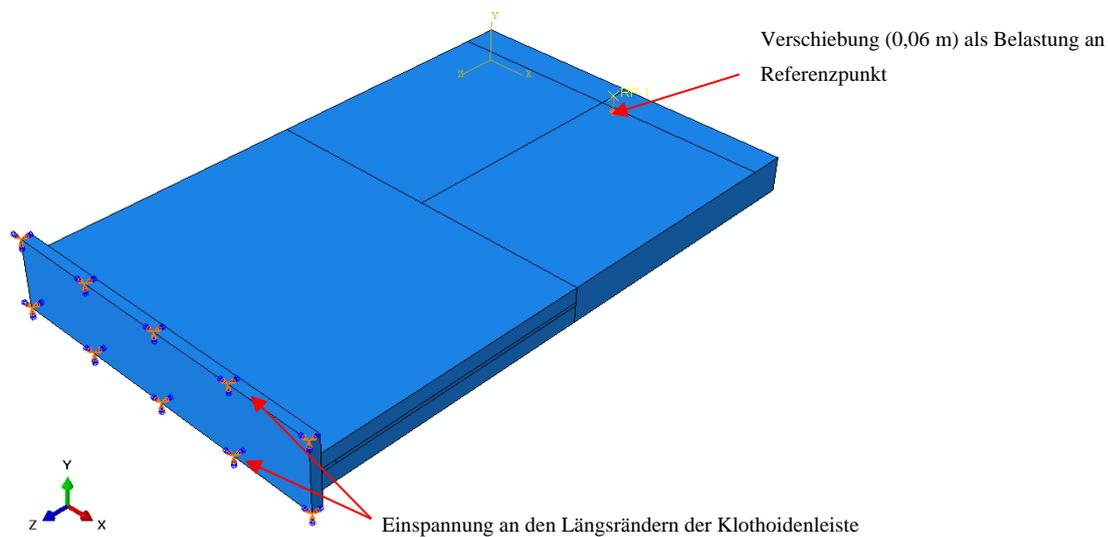


Abbildung 5.40: Lagerung und Belastung des Versuchskörpers in ABAQUS

Die Ergebnisse der durchgeführten FE-Berechnung sind zusammen mit den Versuchsergebnissen in Abbildung 5.41 dargestellt.

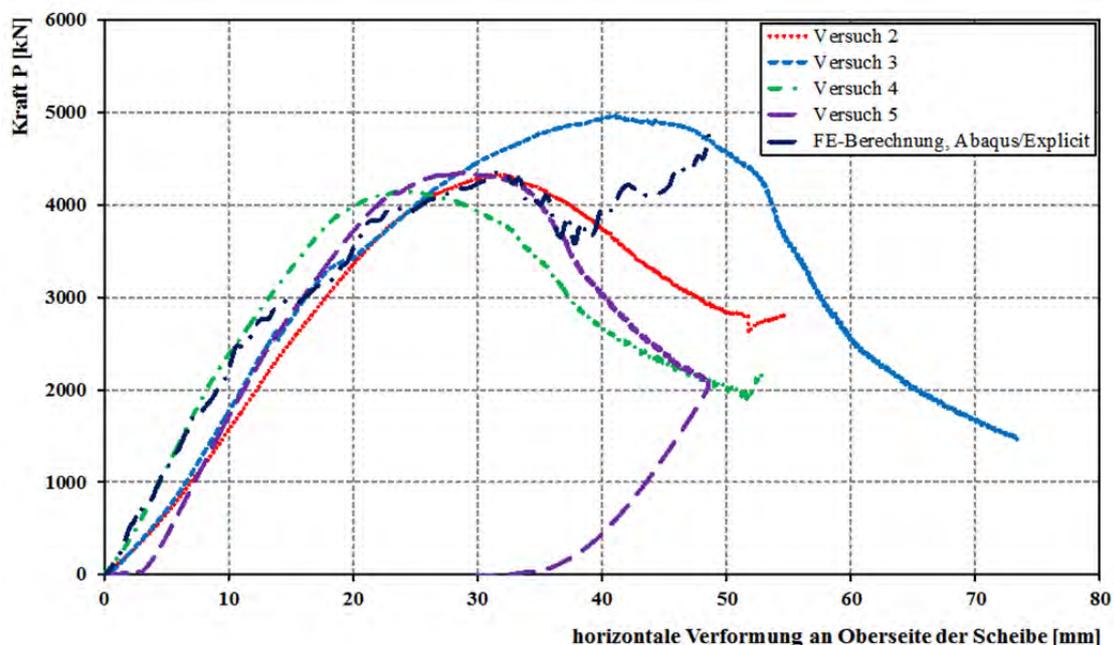


Abbildung 5.41: Versuchsergebnisse und Ergebnisse der FE-Berechnung (ABAQUS/Explicit)

Es sind kleinere Abweichungen zwischen den Versuchen und den FE-Berechnungen zu erkennen. Bei der Berechnung mit ABAQUS wurde eine volle Einspannung angesetzt. Diese war bei den durchgeführten Versuchen nicht zu erreichen. Wie schon bei der Auswertung der ersten Versuchs-

serie deutlich wurde, war die Unterkonstruktion zu weich. Im weiteren Verlauf gleicht sich die Kurve der FE-Berechnung den Versuchen etwas an. Auch die Maximallast stimmt mit den Versuchsergebnissen weitgehend überein. Der Lastanstieg am Ende des Kurvenverlaufs weicht jedoch von der Realität ab. Nach dem Versagen des Betons nahm bei den Versuchen die Last solange ab, bis der Versuch abgebrochen wurde. Möglicherweise kam es bei der FE-Berechnung nach der Rissbildung zu einem Einhängeeffekt des Betons in die Verbunddübelleiste, wodurch wieder zusätzliche Last aufgenommen werden konnte. Bei den Versuchen konnte dieser Effekt aber nicht beobachtet werden. Lässt man die Lastzunahme am Ende der FE-Berechnung außer Acht, so gleichen die Ergebnisse der FE-Berechnung den durchgeführten Versuchen in großem Maße. In der Abbildung 5.42 ist die Verformungsfigur bei Simulationsende zu sehen. Es ist, wie auch in den Versuchen beobachtet, ein deutliches Aufklaffen der horizontalen Fuge zwischen Verbunddübelleiste und Betonscheibe auf der Zugseite zu erkennen.

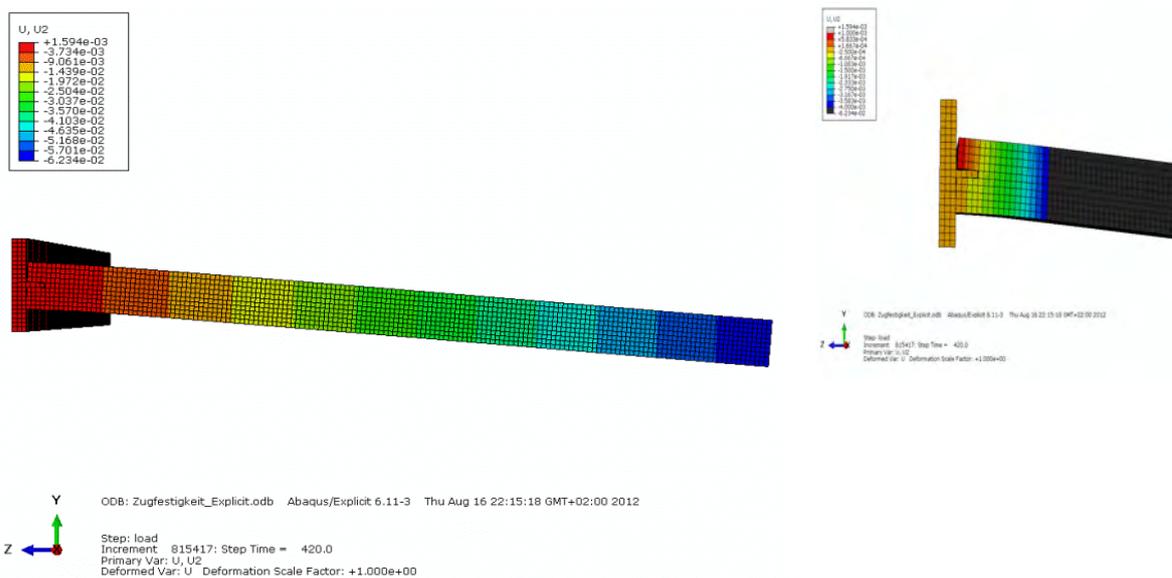


Abbildung 5.42: Verformungsfigur bei Simulationsende (seitliche Ansicht)

Abbildung 5.43 zeigt einerseits die Spannungen in der Verbunddübelleiste alleine und andererseits im kompletten Versuchskörper. Hier wird deutlich, dass die oberen Bereiche der Klothoiden der größten Beanspruchung ausgesetzt sind, während der untere Bereich kaum eine Kraft erfährt. Der Versuchskörper selbst wird auf der Vorderseite durch Zug und auf der Rückseite durch Druck belastet. Es besteht also die Möglichkeit, die durchgeführten Versuche zur Ermittlung des Einspanngrades mit dem FE-Programm ABAQUS nachzurechnen. Kleinere Unterschiede zwischen den Kurvenverläufen sind zu erkennen, wobei jedoch die Maximallast sowie die dazugehörige Verformung in etwa übereinstimmen. Da bei den Versuchen verschiedene Unterkonstruktionen verwendet wurden, unterscheiden sich die einzelnen Verläufe. Dies ist besonders am Anfang bei Lasten bis maximal 1000 N aus Abbildung 5.41 zu erkennen.

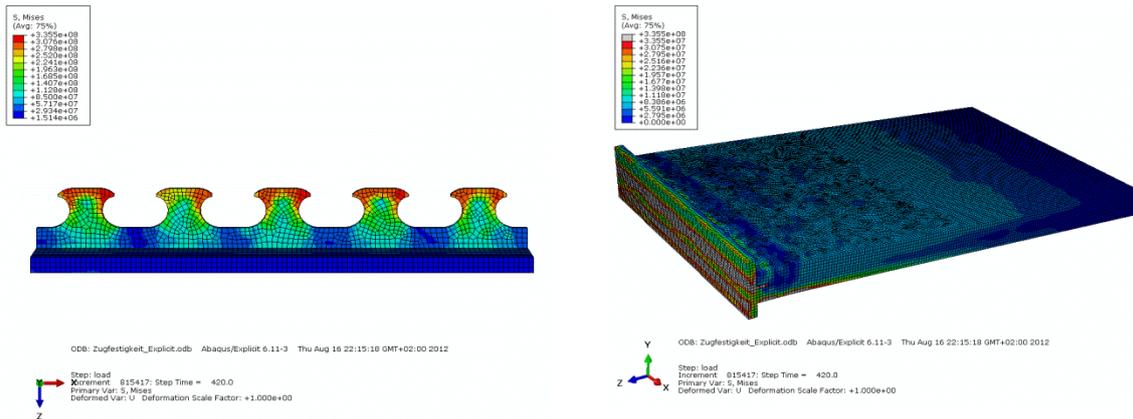


Abbildung 5.43: Spannungen in der Verbunddübelleiste (links) und in Versuchskörper (rechts)

Im Folgenden wird noch eine Gegenüberstellung der Dehnungen auf Höhe der erwarteten Rissbildung durchgeführt. Dabei wird der Versuch 2 (3-1r) betrachtet. Es werden die Dehnungen bei maximaler Last untersucht. Die Abbildung 5.44 verdeutlicht die Ergebnisse der DMS, des optischen Messsystems und der FE-Berechnung.

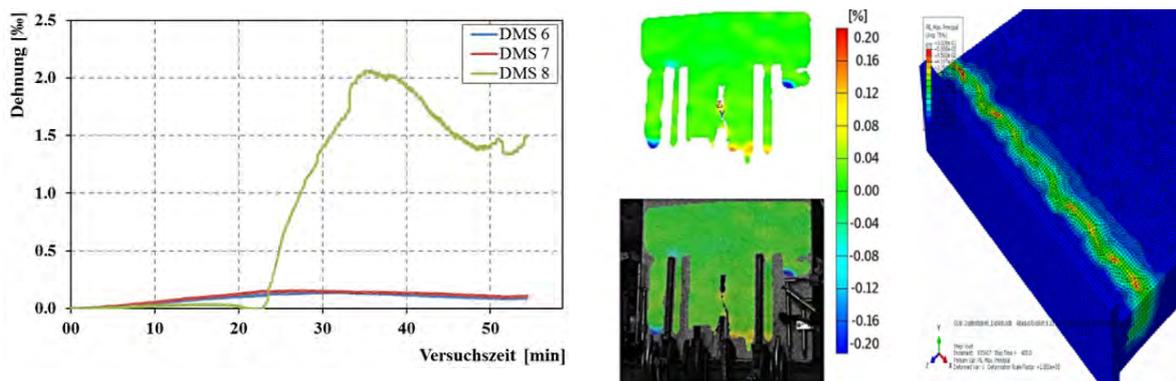


Abbildung 5.44: Rissbildung im Beton: Betondehnungen aus DMS über die Zeit (links), Dehnungs-Ergebnisse des optischen Messsystems (Mitte) und Rissbildung bei FE-Berechnung (rechts)

Der DMS mit dem grünen Kurvenverlauf im linken Diagramm befand sich am Ort der erwarteten Rissbildung. Bei allen drei Auswertungen ist bei der maximalen Last eine Dehnung von ca. 2,0 Promille im Beton zu erkennen. Aufgrund dieser Tatsache wird offensichtlich, dass die Versuchsergebnisse (DMS, optisches Messsystem) mit den Dehnungen der FE-Berechnung weitgehend übereinstimmen und das tatsächliche Verhalten mit der FE-Simulation realitätsnah abgebildet werden kann.

Da der Kurvenverlauf bei der FE-Berechnung mit ABAQUS/Explicit sehr unregelmäßig war und der Einfluss der Berechnungsmethode untersucht werden sollte, wurde des Weiteren versucht, die tatsächlichen Ergebnisse über ABAQUS/Standard zu berechnen. Hierzu wurde ein vereinfachtes Modell erstellt, das die Versagensmechanismen, die Verformungsfigur und die Maximallast sehr

gut bestätigen konnte. Lediglich die last-Verformungskurve zeigte einige Abweichungen zur expliziten Berechnung, aber die grundsätzlichen Ergebnisse konnten bestätigt werden.

Für die Versuchsnachrechnung mit dem Programm ABAQUS/Explicit wurde ebenfalls ein Einspanngrad ermittelt. Hierfür wurden ähnliche Laststufen wie bei den Versuchen selbst verwendet. Der Hebelarm wurde zu 800 mm gewählt und entspricht somit der kompletten Scheibenhöhe. Für die Explicit-Berechnung ist die Ermittlung des Einspanngrades Tabelle 5.9 zu entnehmen.

Tabelle 5.9: Ermittlung des Einspanngrades für ABAQUS-Explicit-Berechnung

F [N]	u [mm]	w [mm]	Einspanngrad [%]
524	2,25	0,33	14,48
1052	4,75	0,65	13,79
2013	9,40	1,25	13,32
3015	16,52	1,88	11,35
4023	26,09	2,50	9,59
4343	32,26	2,70	8,38
3699	38,86	2,30	5,92
Mittelwert [%]:			11,82

Wie die Tabelle 5.9 erkennen lässt, liegt der Mittelwert der ersten sechs Werte bei 11,82 % und stimmt dadurch mit den Ergebnissen von Versuch 2, 3 und 4 ziemlich gut überein. Auch die maximale Last passt zu den durchgeführten Versuchen. Die Drehfederkonstante für diese Last 4343 N ergab sich zu 86 kNm/rad und liegt etwas unterhalb derjenigen der Versuche. Diese Abweichung kann durch die etwas größeren Verformungen bei der FE-Berechnung im Vergleich zu den Versuchen begründet werden.

Zusammenfassen kann festgehalten werden, dass sich das FE-Programm ABAQUS dafür eignet, die durchgeführten Versuche realitätsnah zu simulieren und vorherzusagen. Daher besteht die Möglichkeit Versuchskörper mit anderen Abmessungen oder veränderter Anordnung der Verbunddübelreihe zu simulieren und entsprechende Ergebnisse zu erhalten. Das Verhalten im Einspannbereich der Scheiben kann auch für andere Scheiben- und Verbunddübelreihendicken berechnet werden.

5.4 Tragfähigkeit dünner Scheiben ohne Öffnungen - Bemessungsvorschlag

Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens wurden keine eigenen Beulversuche zu UHPC-Scheiben mit Verbunddübelreihen als Randeinfassung durchgeführt werden. In der Literatur fanden sich einige Beulversuche zu UHPC-Scheiben [2], [69]. Auf Grundlage dieser wenigen Versuche kann kein allgemeiner Bemessungsansatz zu UHPC-Scheiben erstellt werden, dennoch ist es möglich anhand dieser Versuchsergebnisse einen Vorschlag zur Erfassung der Tragfähigkeit von UHPC-Scheiben unter Berücksichtigung des Beulverhaltens zu unterbreiten. In Anlehnung an das Verfahren mit effektiven Breiten bei reinem Stahl nach DIN EN 1993-1-5:2010 kann die Tragfähigkeit N_{brd} von schlanken UHPC-Scheiben gut angenähert werden. Bei Überschreitung der kritischen Beullast σ_{cr} fallen die ausgebeulten Bereiche aus und die Spannungen lagern sich zu den gestützten Bereichen um. Der Restquerschnitt oder Effektivquerschnitt A_{eff} genannt bestimmt die Tragfähig-

keit. Abbildung 5.2 und Tabelle 5.10 zeigen eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen aus [69]. Die Tragfähigkeit der UHPC-Scheiben aus dem Versuch (N_{Versuch}) und der Vorschlag zur Erfassung der Tragfähigkeit von UHPC (N_{brd}) sind in der folgenden Tabelle zusammengestellt. Die Eingangsgrößen zu Bestimmung von N_{brd} ergeben sich wie folgt:

Kritische Beullast:
$$\sigma_{cr} = k \cdot \sigma_E = 4 \cdot \frac{E \cdot \pi^2}{12 \cdot (1 - \mu^2)} \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2$$

Bezogene Schlankheit:
$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{f_c}{E}}$$

Randspannungsverhältnis:
$$\psi = 1,0$$

Abminderungsfaktor:
$$\rho = \frac{\bar{\lambda} - 0,055 \cdot (3 + \psi)}{\bar{\lambda}^2}$$

Effektiver Querschnitt:
$$A_{\text{eff}} = \rho \cdot b \cdot t$$

Tragfähigkeit:
$$N_{\text{brd}} = f_c \cdot A_{\text{eff}}$$

Tabelle 5.10: Tragfähigkeit von UHPC-Scheiben nach DIN EN 1993-1-5:2010 – Methode der effektiven Breiten

Bez.	a	b	α	t	b/t	E	μ	σ_{cr}	f_c	λ_{quer}	ρ	A_{eff}	N_{brd}	N_{Versuch}
	[cm]	[cm]	[-]	[cm]	[-]	[kN/cm ²]	[-]	[kN/cm ²]	[kN/cm ²]	[-]	[-]	[cm ²]	[kN]	[kN]
50	80	50	1,60	2,60	19	5717,1	0,15	52,03	19,33	0,610	1,000	130,00	2513	2619
	80	50	1,60	2,60	19	5717,1	0,15	52,03	19,33	0,610	1,000	130,00	2513	2619
	80	50	1,60	2,60	19	5717,1	0,15	52,03	19,33	0,610	1,000	130,00	2513	2619
75	120	75	1,60	2,60	29	5717,1	0,15	23,12	19,33	0,914	0,831	161,96	3131	2942
	120	75	1,60	2,60	29	5717,1	0,15	23,12	19,33	0,914	0,831	161,96	3131	2942
	120	75	1,60	2,60	29	5717,1	0,15	23,12	19,33	0,914	0,831	161,96	3131	2942
100	172	108	1,59	2,60	42	5717,1	0,15	11,15	19,33	1,317	0,633	177,64	3434	3778
	172	108	1,59	2,60	42	5717,1	0,15	11,15	19,33	1,317	0,633	177,64	3434	3778
	172	108	1,59	2,60	42	5717,1	0,15	11,15	19,33	1,317	0,633	177,64	3434	3778
150	240	153	1,57	2,60	59	5717,1	0,15	5,56	19,33	1,865	0,473	188,12	3636	3577
	240	153	1,57	2,60	59	5717,1	0,15	5,56	19,33	1,865	0,473	188,12	3636	3577
200	320	200	1,60	2,60	77	5717,1	0,15	3,25	19,33	2,438	0,373	194,03	3750	3621
	305	198	1,54	2,60	76	5717,1	0,15	3,32	19,33	2,414	0,377	193,84	3747	3621
	308	198	1,56	2,60	76	5717,1	0,15	3,32	19,33	2,414	0,377	193,84	3747	3621

Für die Bemessung kann in erster Näherung eine Tragfähigkeit von $0,9 \cdot f_c \cdot A_{\text{eff}}$ angenommen werden. Der positive Einfluss der seitlichen Einfassung bzw. der Teileinspannung sollte auf der sicheren Seite vernachlässigt werden.

5.5 Einfluss von Öffnungen auf die Stabilität

Öffnungen können die Beultragfähigkeit eines Bauteils beeinflussen und sind daher bei der Bemessung zu berücksichtigen. Ein besonders wichtiges Kriterium ist dabei die Größe der Öffnung. Um den qualitativen Einfluss von Öffnungen feststellen zu können, wurden FE-Berechnungen durchgeführt auf deren Basis schließlich prinzipielle Empfehlungen zum Umgang mit Öffnungen ausgesprochen werden können.

5.5.1 Numerische Berechnungen

Dieses Kapitel beschränkt sich auf die Untersuchung von Öffnungen, die als Fenster oder Türen auftreten können. Mit dem Programm ABAQUS wurde eine Wandscheibe modelliert, die quadratisch ist und eine Kantenlänge von 2,50 m sowie eine Wanddicke von 5,0 cm besitzt, sodass eine Schlankheit von 50 vorliegt. Die Lagerung erfolgte an allen Rändern gelenkig und mit einer horizontalen Festhaltung der Scheibenebene (Navier-Lagerung). Alle anderen Einstellungen, wie z.B. die Werte für das Betonmodell, wurden gemäß Kapitel 5.3 gewählt. In allen betrachteten Fällen wurde eine Vorverformungskraft von 7 kN als Flächenlast über die komplette Wandscheibe aufgebracht, um eine definierte Beulrichtung zu erhalten. Als Erstes wurde eine Scheibe mit den gerade beschriebenen Parametern simuliert, die mit ihrer entsprechenden Beulverformung (20-fach überhöht) in Abbildung 5.45 zu sehen ist.

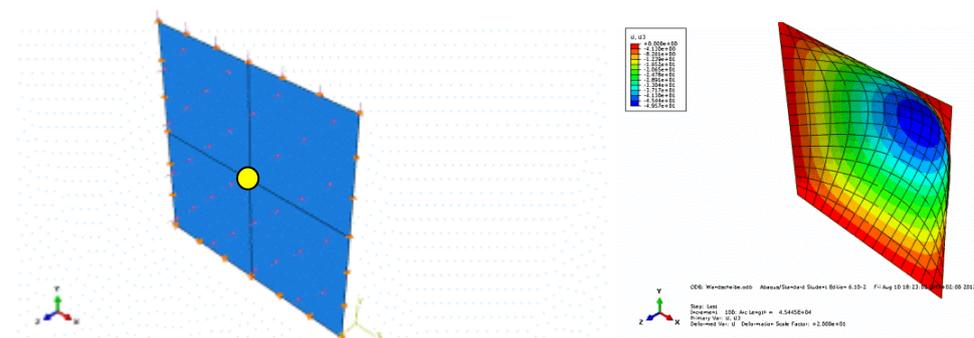


Abbildung 5.45: Wandscheibe (Grundmodell) mit Lagerung und Belastung (links) sowie die dazugehörige Beulverformung (rechts)

Der gelbe Punkt in der linken Darstellung zeigt die Stelle, an der die Verformung ausgewertet wurde. Da die im weiteren Verlauf untersuchten Scheiben in der Mitte eine Öffnung hatten, wurden auch bei diesen die Stellen der maximalen Verformung betrachtet. Es wurden drei verschiedene Scheiben modelliert. Die erste hatte eine Wandöffnung von 0,5 x 0,5 m genau in der Mitte der Scheibe. Bei der zweiten Scheibe wurde diese Öffnung auf 1,0 x 1,0 m vergrößert. Die letzte betrachtete Scheibe wurde mit einer Türöffnung versehen, die 2,0 m hoch und 1,0 m breit war. Die Modelle dieser drei genannten Scheiben sind in Abbildung 5.46 dargestellt.

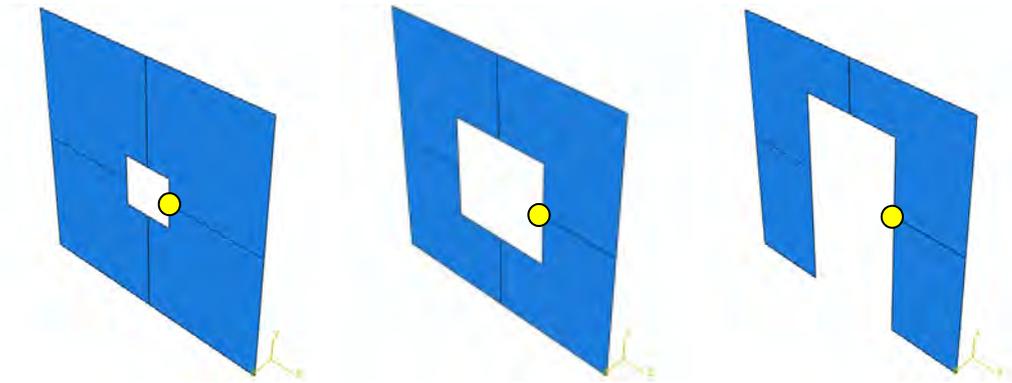


Abbildung 5.46: Wandscheibe mit Öffnung 0,5 x 0,5 m (links), 1,0 x 1,0 m (Mitte) und 2,0 x 1,0 m (rechts)

Die Lagerung und die Belastung waren in allen Fällen identisch und können daher Abbildung 5.45 entnommen werden. Der gelbe Punkt stellt jeweils wieder die Stelle der betrachteten Verformung dar. Die zugehörigen Verformungsfiguren sind Abbildung 5.47 zu sehen.

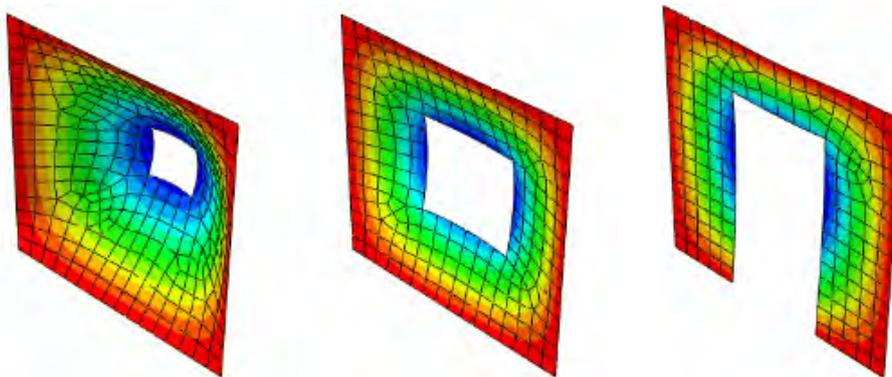


Abbildung 5.47: Verformung der Wandscheibe mit Öffnung 0,5 x 0,5 m (links), 1,0 x 1,0 m (Mitte) und 2,0 x 1,0 m (rechts)

Es ist deutlich zu erkennen, dass sich bei größer werdender Öffnung das Beulverhalten immer weniger ausbilden kann. Während für den Fall mit einer Öffnung von 0,5 x 0,5 m die Beulfigur ähnlich zu derjenigen aus Abbildung 5.45 ist, lässt sich bei der Wandscheibe mit einer Öffnung von 2,0 x 1,0 m kaum eine Verschiebung erkennen. Die Randbereiche verhalten sich jedoch in allen drei Fällen ungefähr gleich. Diese Ergebnisse werden auch in Abbildung 5.48 noch einmal deutlich. Dort ist zu entnehmen, dass die Maximallast der Wandscheibe mit zunehmender Größe der Öffnung abnimmt. Während zwischen dem Grundmodell (Modell ohne Öffnung, siehe Abbildung 5.45) und der blau dargestellten Kurve eine Abnahme von ca. 1000 kN erfolgt, sind die Unterschiede zwischen den restlichen Kurven wesentlich geringer. Es ist also wichtiger zu unterscheiden, ob die Wandscheibe eine Öffnung besitzt oder nicht, als die genaue Größe der Öffnung zu kennen. Selbstverständlich muss dabei beachtet werden, dass sich das Tragverhalten bei zu großen Öffnungen deutlich ändert, wie an der Kurve der Wandscheibe mit Türöffnung erkannt werden kann. Es ist auch zu Bedenken, dass die Größe der Verformungen nicht direkt verglichen werden kann, da diese jeweils an unterschiedlichen Stellen ermittelt wurden.

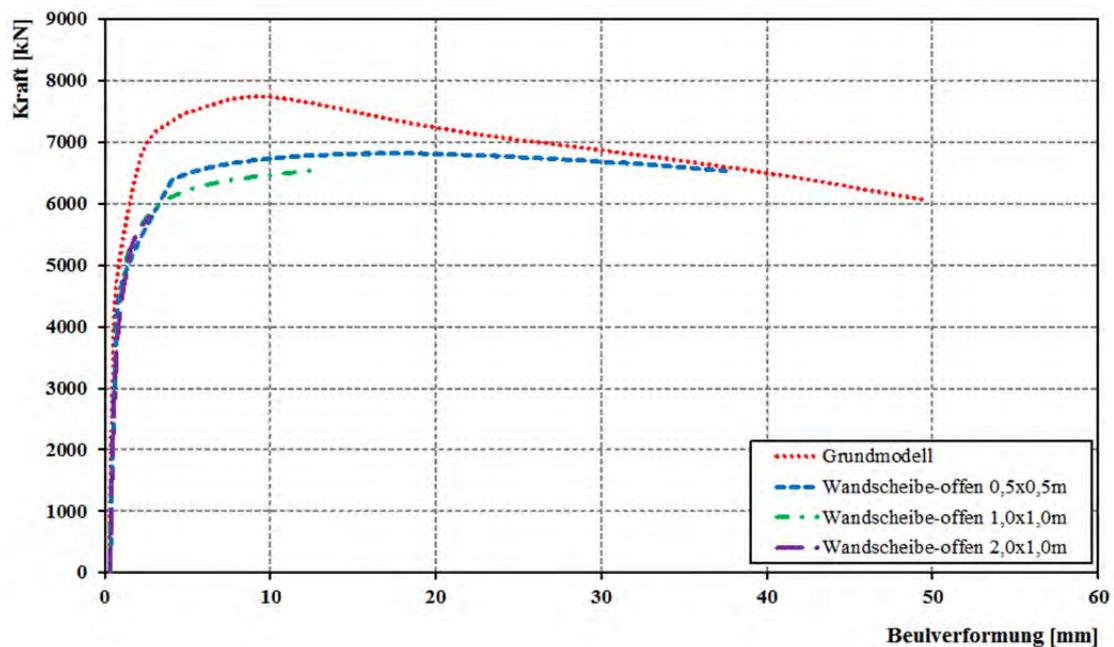


Abbildung 5.48: Last-Verformungskurven von Wandscheiben mit und ohne Öffnungen

5.5.2 Empfehlungen für verschiedene Öffnungstypen

Öffnungen sollten immer im Verhältnis zur Gesamtgröße des entsprechenden Wandelementes bewertet werden. In kurzen Wänden, wie bei denen aus Abschnitt 5.5.1, sind Türöffnungen oder größere Fenster deutlich kritischer zu sehen als in größeren Wandelementen. Dennoch sollten die Wände unabhängig von der Wandgröße bei Vorliegen von Öffnungen mit mehr als $1,5 \text{ m}^2$ als zwei unabhängige Wände bemessen werden. An der Öffnungsseite muss dann ein freier Rand angenommen werden. Die Bemessung kann, wie in Abschnitt 5.4 für die vierseitige Lagerung gezeigt, analog zum Stahlbau erfolgen.

Bei Öffnungen mit einer Fläche von weniger als $1,5 \text{ m}^2$ kann eine Berücksichtigung der Öffnung direkt über die Abminderung der effektiven Fläche (bzw. effektiven Breite) erfolgen. Zusätzlich ist konstruktiv in jedem Fall eine Randeinfassung der Öffnung mit Verbunddübelleisten vorzusehen, um den Rand auszusteifen. Für beide Öffnungsgrößen wirken sich die an den seitlichen Rändern vorhandenen Verbunddübelleisten, die statisch nicht berücksichtigt werden, aber nachweisbar eine Teileinspannung der Scheibenränder bieten, positiv auf die Tragfähigkeit aus und bilden somit eine zusätzliche Sicherheit.

Da es noch eine Vielzahl von weiteren Öffnungstypen gibt und die Lage von Öffnungen stark variiert, können nicht für alle Einzelfälle detaillierte Vorgaben erstellt werden und es sollte sofern möglich versucht werden die Wandelemente in Einzelemente zu zerlegen und getrennt zu bemessen.

6 Dimensionierung der Wandelemente und Anschlusskonstruktionen

Die Erkenntnisse der vorherigen Kapitel werden im Folgenden noch einmal zusammengefasst und somit Vorschläge für die Dimensionierung der Wandelemente aus UHPC und ihrer Anschlusskonstruktionen gegeben. In Kapitel 3 wurden Vorschläge für die Einbindung der TGA, der Wärmedämmung und weiterer bauphysikalischer und technischer Anforderungen unterbreitet. In diesem Kapitel soll der Fokus auf die statisch konstruktive Tragfähigkeit der Elemente und Verbindungen gelegt werden. Da es sich beim UHPC um einen innovativen Baustoff handelt, dessen Eigenschaften je nach Produktionsvorgang in Abhängigkeit der Ausgangsstoffe und des Mischvorgangs variieren können, sind vor der Herstellung von Wandelementen in jedem Fall entsprechende Probemischungen zur Untersuchungen der Konsistenz, Druckfestigkeit, Faserorientierung und weiterer Eigenschaften erforderlich. Erst nach solchen Probestonagen und dem Einstellen der erforderlichen Eigenschaften sollte eine Herstellung der Wandelemente erfolgen.

6.1 Tragfähigkeit von Wandelementen aus UHPC

Auf Basis der in Kapitel 5 betrachteten experimentellen Untersuchungen und der numerischen Berechnungen können Empfehlungen für die Bemessung von UHPC-Wandelementen gegeben werden. Diese Empfehlungen erfolgen auf Basis der bisher durchgeführten Untersuchungen und sind an die folgenden Randbedingungen geknüpft:

Die Empfehlungen in diesem und den folgenden Abschnitten gelten nur für UHPC mit einer Druckfestigkeit von mehr als C150/165 mit zumindest 2,5 Vol.-% Stahlfasern. Zusätzlich sollte die Qualität des UHPC und die Faserausrichtung in der flächigen Wandscheibe immer sorgfältig geprüft werden. Je nach Dicke der Wandelemente kann, wie bei den Untersuchungen der TU Graz gezeigt, auf konventionelle Bewehrung verzichtet werden [2], [69].

Laut Kapitel 3.3.2 müssen für die Wandelemente maximale Beanspruchungen von bis zu 313 kN/m berücksichtigt werden. Daher ergeben sich selbst bei doppelt so hohen Lasten z.B. bei Gebäuden mit mehreren Stockwerken und Wänden mit 4 cm Wanddicke nur Druckbeanspruchungen von weniger als 20 N/mm². Die Querschnittstragfähigkeit ist daher von untergeordneter Bedeutung. Die Stabilität der Wandscheiben sollte konservativ ohne den positiven Effekt der Randeinspannung je nach Lagerungssituation und b/t-Verhältnis für das Beulen mit der in Kapitel 5.5 vorgeschlagenen Formel abgeschätzt werden. Die UHPC-Wände müssen für weitere Beanspruchungen mit gesonderten Formeln, die zum Beispiel dem Heft 561 des DAfStb's [4] entnommen werden können, bemessen werden.

6.2 Verbunddübelleisten in Wandelementen aus UHPC

Auf Basis der bisher durchgeführten experimentellen Untersuchungen und der numerischen Berechnungen können Verbunddübelleisten zur Anwendung als Verbindungselement bzw. An-

schlusskonstruktion in filigranen Wandelementen aus UHPC empfohlen werden. Je nach Dicke der Wandelemente und Beanspruchung kann dabei auf zusätzliche Stabstahlbewehrung im UHPC verzichtet werden.

6.2.1 Filigrane Wände mit geringer Beanspruchung

UHPC-Wandelemente mit Dicken zwischen 40 und 60 mm können im Anschlussbereich ohne Stabstahl-Bewehrung ausgeführt werden, wenn ein Versagen der Verbunddübelleiste sichergestellt werden kann. Dies sollte nach Möglichkeit der Regelfall sein. Die grundsätzlichen Voraussetzungen dafür sind dann gegeben, wenn es sich um einen UHPC mit einer Druckfestigkeit von mehr als C150/165 handelt und die erhöhte Zugtragfähigkeit und Duktilität dieses Betons durch die Zugabe von mindestens 2,5 Vol.-% Stahlfasern sichergestellt ist. Die Verbunddübelleisten sollten eine maximale Dicke von 5 mm, einen Abstand e_x von 100 mm, eine Streckgrenze von weniger als 300 N/mm² aufweisen (S235) und gemäß Zulassung [26] für Stahlversagen bemessen werden. Es wird bei der Verwendung von UHPC generell empfohlen die Baustoffeigenschaften und die Faserorientierung und Einfluss vor der ersten Verwendung genau zu prüfen.

6.2.2 Wände mit höheren Beanspruchungen

Müssen mit Hilfe der Anschlusskonstruktionen ausnahmsweise höhere Lasten abgetragen werden, als es mit den Vorgaben aus der Zulassung und den Einschränkungen nach dem vorherigen Abschnitt möglich ist, so besteht die Möglichkeit, die Breite der Wandelemente im Bereich der Anschlusskonstruktion zu erhöhen. Die Breite des UHPC-Elements beträgt dann im Anschlussbereich mehr als 60 mm und kann zur Wandmitte hin wieder verringert werden. Die lokale Aufweitung bringt den Vorteil, dass eine Einfassung der Verbunddübelleisten mit Bewehrung analog zur Zulassung erfolgen kann. Verbunddübelleisten mit größeren Dicken als 10 mm und höheren Stahlgüten als S355 wurden im Rahmen dieses Projekts nicht geprüft. Daher kann zur Anwendung von Verbunddübelleisten mit diesen Eigenschaften keine Empfehlung geben werden.

Eine Alternative zur Verbreiterung der UHPC-Scheiben im Anschlussbereich stellen die Verbunddübelleisten mit zusätzlicher Randeinfassung dar. Da sich diese jedoch nach dem aktuellem Forschungsstand nicht wirtschaftlich herstellen lassen, wurde auf umfangreiche Untersuchungen verzichtet und eine Anwendung wird derzeit nicht empfohlen.

6.3 Öffnungen in Wandelementen aus UHPC

In der Regel sollten alle Öffnungen in Wandelementen von Einfassprofilen in Form der Verbunddübelleisten umgeben sein. Die Dimensionierung der Leisten erfolgt anhand der vorher beschriebenen Grundsätze. Da bisher keine Untersuchungen zum Tragverhalten von Verbunddübelleisten in Balken oder Unterzügen durchgeführt wurden, sollten die Öffnungen die Breite einer üblichen Tür (max. 1,20 m) nicht überschreiten.

7 Zusammenfassung und Ausblick

Im Rahmen dieser Forschungsarbeit konnte gezeigt werden, dass sich schlanke Wandelemente aus UHPC mit Verbunddübelleisten in Klothoidenform als Verbindungselement realisieren lassen. Um die Wandelemente inklusive einer passenden Möglichkeit zur Verbindung mit anderen Bauteilen zu entwickeln, wurde zunächst eine umfangreiche Literaturrecherche durchgeführt (Kapitel 2). Dabei wurde der Stand der Technik zu Ultrahochleistungsbeton und den Verbunddübelleisten sowie weiteren Verbindungsmitteln dargestellt. Verbindungsmittel sind erforderlich, weil die Herstellung des Ultrahochleistungsbetons aufgrund der hohen Ansprüche an die Qualität der Mischung und der Verarbeitung des frischen Betons nahezu ausschließlich im Fertigteilwerk erfolgt. Da die Anwendung von UHPC als Transportbeton oder das Mischen auf der Baustelle – selbst bei kleinen UHPC-Mengen – aufgrund von Witterungseinflüssen fehleranfällig ist, stellt sich prinzipiell bei allen Bauteilen aus UHPC die Frage, wie sich diese nachträglich verbinden lassen. Die mechanische Verbindungsmöglichkeit mit Verbundmitteln wie der Verbunddübelleiste wurde bereits zu Beginn des Forschungsvorhabens nach ersten Tastversuchen als vielversprechend bewertet. Gegenüber Fügeverbindungen von UHPC-Bauteilen mit Epoxidharzklebern oder dem RPC-Kleber bestehen Vorteile dadurch, dass es keine witterungsbedingten Fehlerquellen gibt und sich eine Verbindung sowohl mit Betonelementen (bspw. mittels einbetonierter Gewindestangen) sowie mit Stahlbauelementen herstellen lässt. Weiterhin ist es nach der Montage mit Verbunddübelleisten verhältnismäßig einfach möglich die Bauteile wieder zu trennen. Dies führt zu einer erhöhten Flexibilität und Nachhaltigkeit. Für die Untersuchungen in den folgenden Kapiteln wurden daher nur noch die Verbunddübelleisten als Anschluss- bzw. Verbindungselement berücksichtigt.

In Kapitel 3 wurden zum einen die Anforderungen an schlanke Wandelemente formuliert und zum anderen bereits konstruktive Lösungsvorschläge für den Bereich der Gebäudetechnik und die Anschlüsse erbracht. Mit Hilfe eines Wärmedämmverbundsystems, das evtl. bereits im Fertigteilwerk angebracht wird, können die Anforderungen an den Wärmeschutz eingehalten werden. Einbetonierte Ankerschienen sorgen in Verbindung mit einer Vorsatzschale auf der Innenseite für die Möglichkeit verschiedene Leitungen im Wandbereich führen zu können und bieten die Möglichkeit die Brandschutzanforderungen zu erfüllen.

Die Versuchsergebnisse in Kapitel 4 bestätigten die gute Eignung der Verbunddübelleiste als Verbindungsmittel von UHPC-Wandelementen zu anderen Bauteilen. Mit Hilfe der Push-Out-Versuche konnte gezeigt werden, dass die Verbunddübelleiste mit Klothoidenform, wie Sie auch in der bauaufsichtlichen Zulassung vorgesehen ist, ein duktileres Verbindungsmittel mit hoher Tragfähigkeit darstellt. Eine Änderung der in der Zulassung vorgegebenen Leistenform ist aufgrund der positiven Ergebnisse der Push-Out-Versuche, des hinsichtlich der Schnittführung bereits optimierten Herstellungsprozesses und auch im Hinblick auf die durchgeführten Formoptimierungsrechnungen daher nicht erforderlich. Die bauaufsichtliche Zulassung für Verbunddübelleisten ist für eine schnelle Umsetzung der Wandelemente in die Praxis sehr förderlich und auf eine Modifikation der Leistenform wurde auch aus diesem Grund verzichtet. Eine seitliche Einfassung der Verbunddübelleiste hatte eine deutliche Laststeigerung bei weiterhin sprödem Versagen zur Folge. Solch eine Einfassung ist für eine sichere Bemessung jedoch nicht erforderlich und wird daher auch nicht empfohlen. Die zyklischen Tastversuche, die mit den Verbunddübelleisten in Klothoidenform

erfolgten und ein Betonversagen unter Ermüdungslasten provozieren sollten, wiesen sowohl nach 2 als auch nach 4,5 Millionen Lastwechseln noch keine Betonschädigung auf.

Das Stabilitätsverhalten von schlanken Wänden aus UHPC wurde in Kapitel 5 beleuchtet, in welchem gezeigt werden konnte, dass die Beultragfähigkeit der UHPC-Scheiben recht ähnlich zur ertragbaren Beullast von Stahlelementen ist. Mit Hilfe von FE-Berechnungen konnten eigene Versuche zum Einspanngrad und fremde Versuche zum Beulen nachvollzogen werden und allgemeine Hinweise zur Tragfähigkeit von Wandelementen aus UHPC sowie zur Berücksichtigung von Öffnungen gegeben werden.

Abschließend wurden in Kapitel 6 die Ergebnisse der vorherigen Kapitel mit Hinblick auf eine zukünftige Praxisumsetzung zusammengefasst und Empfehlungen zur Dimensionierung der Wände und der Anschlusskonstruktionen ausgesprochen.

Ausblick und weiterer Forschungsbedarf

Um die Einsatzmöglichkeiten der in diesem Projekt untersuchten Wandelemente in vollem Umfang realisieren zu können und somit den maximalen Nutzen für das Bauen der Zukunft mit dieser nachhaltigen Bauweise zu erreichen, sind neue, auf die Wandelemente abgestimmte, Konstruktionsbauteile wie Balken/Unterzüge, Stützen oder Decken zu entwickeln. Nur so kann der modulare Charakter dieser Bauweise als „Baukastensystem“ voll zur Geltung kommen. Ein solches modulares Leichtbau-System aus UHPC-Elementen ist in Abbildung 7.1 dargestellt. Als Grundlage für die Verbindung dient immer die bereits im Fertigteilwerk mittig in die UHPC-Elemente einbetonierte Verbunddübelreihe. Die Verbunddübelreihen können entweder verschweißt, verschraubt oder mit einem Stecksystem verbunden werden, wodurch eine witterungsunabhängige Montage möglich ist und sich die einzelnen Elemente wieder leicht und ohne Beschädigung trennen lassen. Hierdurch erhöht sich die Flexibilität sowie die Nachhaltigkeit der Gebäude deutlich und die graue Energie wird reduziert, da sich alle Elemente austauschen lassen, recycelt oder gar an anderer Stelle wiederverwendet werden können. Gerade die erhöhte Nutzungsdauer von UHPC führt dann zu stark reduzierten Lebenszykluskosten.

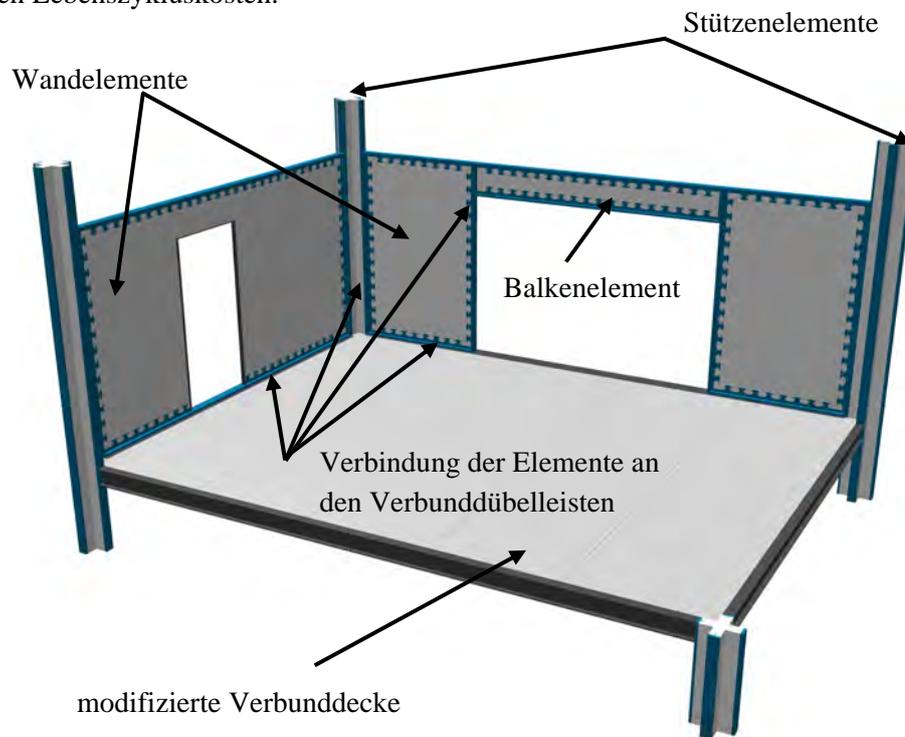


Abbildung 7.1: Modulares Leichtbau-System aus UHPC-Elementen

Um in der Zukunft alle Anwendungsfälle abdecken zu können und eine modulare Bauweise einführen zu können, sind weitere Forschungsvorhaben wünschenswert. Dabei sollten neben der Entwicklung der anderen Einzelbauteile (Balken, Stütze, passendes Deckensystem) vor allem auch weitere Untersuchungen an Wänden bzw. Push-out-Körpern gemacht werden, bei denen andere UHPC-Mischungen mit anderen Fasergehalten zum Einsatz kommen. Eine Überprüfung des Knickverhaltens von dünnen Wandstreifen aus UHPC ist ebenfalls denkbar. Um die Elemente auch in Gebäuden mit nicht-ruhenden Lasten einsetzen zu können, müssten noch weitere zyklische Versuche durchgeführt werden und eine genauere Untersuchung der bauphysikalischen und technischen Anforderungen ist ebenso ein weiterer noch zu untersuchender Punkt, da bisher nur Prinziplösungen auf diesem Gebiet aufgezeigt wurden.

Literatur

- [1] Heinzle, G.; Freytag, B.; Linder, J.; Sparowitz, L.: *Schubtragfähigkeit dünnwandiger Träger aus stahlfaserbewehrtem UHPC*. Bauingenieur. Band 87. Heft 4, 2012. S. 182 – 193.
- [2] Escobar, M.; Freytag, B.; Linder, J.; Sparowitz, L.: *Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Beulen von dünnen Scheiben aus UHPFRC unter Druckbeanspruchung*. Beton- und Stahlbetonbau. Band 107. Heft 1, 2012. S. 2 – 14.
- [3] Jungwirth, J.: *Zum Tragverhalten von zugbeanspruchten Bauteilen aus Ultra-Hochleistungs-Faserbeton*. PhD-Thesis. Ecole Polytechnique Federale de Lausanne. 2006.
- [5] Zilch, K., Zehetmeier: *Bemessung im konstruktiven Betonbau*. 2. Auflage. Berlin. Springer-Verlag. 2008.
- [4] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton DAfStb-Heft 561: *Sachstandsbericht Ultrahochfester Beton*. Beuth Verlag. 2008.
- [6] Rummelin, A. T.: *Entwicklung, Bemessung, Konstruktion und Anwendung von ultrahochfesten Betonen*. Diplomarbeit. Fachhochschule Stuttgart. 2005.
- [7] Pöllath, M.: *Modellierung des Materialverhaltens von UHPC mit Hilfe des Finite Elemente Programms ABAQUS-Untersuchungen am Beispiel eines Fachwerkknotens*. Masterarbeit. TU München. 2011.
- [8] Fehling, E.; Schmidt, M.; Teichmann, T., Bunje, K. Bornemann, R., Middendorf, B.: *Entwicklung, Dauerhaftigkeit und Berechnung Ultrahochfester Betone (UHPC)*. Forschungsbericht DFG FE 497/1-1. Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau. Heft 1. Universität Kassel. 2005.
- [9] Reichel, M.: *Dünnwandige Segmentfertigteilm Bauweisen im Brückenbau aus gefasertem Ultrahochleistungsbeton*. Dissertation. TU Graz. 2010.
- [10] Holschemacher, K.; Klug, Y.; Dehn, F.: *Faserbeton*. Betonkalender 2006. Ernst&Sohn. 2006.
- [11] Voo, J.Y.L.; Foster, A.J.: *Variable Engagement Model for Fibre Reinforced Concrete in Tension*. UNICIV Report No. R-420. The University of New South Wales. Sydney, Australia. 2003.
- [12] Leutbecher, T.: *Rissbildung und Zugtragverhalten von mit Stabstahl und Fasern bewehrtem Ultrahochfesten Beton (UHPC)*. Dissertation. Universität Kassel. 2008.
- [13] Markowic, I.: *High-Performance hybrid-Fibre Concrete-Development und Utilisation*. Dissertation. TU Delft. 2006.
- [14] Ludwig H-M.: *Bewertung ultrahochfester Betone unter dem Aspekt der Dauerhaftigkeit*. Beton- und Stahlbetonbau. Band 100. Heft 2, 2005. S. 116 – 123.
- [15] Reichel, M.: *Stoffliche und konstruktionsbezogene Besonderheiten beim Einsatz von UHFB im Brückenbau am Beispiel von drei Pilotprojekten*. Beton- und Stahlbetonbau. Band 104. Heft 9, 2009. S. 589 – 598.
- [16] Leonhardt, F. et al.: *Neues, vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbund-Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit*. Beton- und Stahlbetonbau. Band 82. Heft 12, 1987. S. 325 – 331.
- [17] Andrä, H.-P.: *Neuartige Verbundmittel für den Anschluss von Ortbetonplatten an Stahlträger*. Beton- und Stahlbetonbau. Band 80. Heft 12, 1985. S. 325 – 328.
- [18] Wurzer, O.: *Zur Tragfähigkeit von Betondübeln*. Dissertation. Universität der Bundeswehr München. Institut für Konstruktiven Ingenieurbau. 1997.

- [19] Zapfe, C.: *Trag- und Verformungsverhaltenverhalten von Verbundträgern mit Betondübeln zur Übertragung der Längsschubkräfte*, Dissertation. Universität der Bundeswehr München. Institut für Konstruktiven Ingenieurbau. 2001.
- [20] Burger, S.: *Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten von Betondübel im Verbundbau*. Dissertation. Universität der Bundeswehr München. Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen. 2009.
- [21] Berthelley, J.; Lorenc, W.; Mensinger, M.; Rauscher, G.; Seidl, G.: *Zum Tragverhalten von Verbunddübeln – Teil 1: Tragverhalten unter statischer Belastung*. Stahlbau. Band 80. Heft 3, 2011. S. 172-184.
- [22] Mangerig, I. und Zapfe, C.: *Ermüdungsfestigkeit von Betondübeln*. Beitrag in: "Theorie und Praxis" im Konstruktiven Ingenieurbau. Festschrift zu Ehren von Prof. Dr.-Ing. H. Bode. Ibidem Verlag Stuttgart. 2000.
- [23] Mangerig, I.; Zapfe, C. und Burger, S.: *Betondübel im Verbundbau*. Stahlbau-Kalender 2005, Seite 536-598. Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann. 7. Jahrgang Ernst und Sohn Berlin.
- [24] Berthelley, J. et Seidl, G.: *Les poutres Préco*. Une solution économique pour les petites portées, objet d'un programme de recherche européen. Ouvrages d'art N° 54. Pages 22-27. 2007.
- [25] Seidl, G.: *Behaviour and load bearing capacity of composite dowels in steel-concrete composite girders*. Dissertation. Politechnika Wroclawska. 2009.
- [26] Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung mit der Nummer Z-26.4-56: *Verbunddübelleisten*. Geltungsdauer: 13. Mai 2013 bis 13. Mai 2018. Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt). 2013.
- [27] Berthelemy, J.; Hechler, O.; Lorenc, W.; Seidl, G. et Viefhues, E.: *Premiers résultats du projet de re-cherche européen Precobeam de connexion par découpe d'une tôle*. Construction métallique. revue trimestrielle, 46e année. Centre Technique Industriel de la Construction Métallique (C.T.I.C.M). n°3-2009.
- [28] Gajda, J.; Kurz, W.: *Tragverhalten randnaher Betondübel unter Längsschubbeanspruchung*. Stahlbau. Band 82. Heft 9, 2013. S. 636 – 642.
- [29] Sobek, W.; Mittelstädt, J.; Kobler, M.: *Fügung schlanker Bauteile*. Beton- und Stahlbetonbau. Band 106. Heft 11, 2011. S. 779 – 784.
- [30] Ehrenstein, G. W.: *Polymer Werkstoffe: Struktur - Eigenschaften – Anwendung*. München. Carl Hanser Verlag. 2011.
- [31] Habenicht, G.: *Kleben: Grundlagen, Technologien, Anwendungen*. Berlin. Springer-Verlag. 2006.
- [32] Borchert, K.: *Verbundverhalten von Klebebewehrung unter Betriebsbedingungen*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. DafStb-Heft 575. Beuth Verlag GmbH. 2009.
- [33] Hülde, G.; Dallner, C. & Ehrenstein, G. W.: *Aushärtung von Epoxidharzklebstoffen zur nachträglichen Verstärkung von Tragwerken mit CFK-Lamellen*. Bauingenieur. Band 81, 2006. S. 449-454.
- [34] Mühlbauer, C.: *Fügen von Bauteilen aus ultrahochfestem Beton (UHPC) durch Verkleben*. Dissertation. Technische Universität München. 2012.
- [35] Oster, S.: *Untersuchung zur Formulierung eines zweiaxialen Bruchkriteriums für Klebefugen zwischen Betonbauteilen*. Beitrag zur 1. DAfStb-Jahrestagung mit 54. Forschungskolloquium. 2013. S. 59-64.

- [36] Wingenfeld, D.; Mühlbauer, C.; Zilch, K.: *Experimentelle Untersuchungen zum Tragverhalten von bewehrten Klebefugen bei Bauteilen aus UHPC*. Tagungsband zum 15. Münchener Massivbau Seminar. 2011.
- [37] Schmidt, M.; Krelaus, R.; Teichmann, T.; Leutbecher, T.; Fehling, E.: *Fügen von Bauteilen aus UHPC durch Kleben. Voruntersuchungen und Anwendung bei der Gärtnerplatzbrücke in Kassel*. Beton- und Stahlbetonbau. Band 102. Heft 10, 2007. S. 681-690.
- [38] Hanswille, G.; Schäfer, M. und Bergmann, M.: *Stahlbaunormen Verbundtragwerke aus Stahl und Beton, Bemessung und Konstruktion*. Kommentar zu DIN 18800-5, Ausgabe März 2007. Stahlbau-Kalender 2010. Seite 243-422.
- [39] Schittich, C. (Hrsg.): *Im Detail: Bauen im Bestand: Sanierung, Ergänzung, Neuschöpfung*. Birkhäuser. Basel. 2003.
- [40] Döinghaus, P.: *Zum Zusammenwirken hochfester Baustoffe in Verbundträgern*. Dissertation. Institut für Massivbau. RWTH Aachen. 2001.
- [41] Jähring, A.: *Zum Tragverhalten von Kopfbolzendübeln in hochfestem Beton*. Dissertation. Lehrstuhl für Massivbau. Technische Universität München. 2008.
- [42] Heinemeyer, S.: *Zum Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern aus ultrahochfestem Beton mit Verbunddübeln*. Dissertation. Institut für Massivbau. RWTH Aachen. 2011.
- [43] Ungermann, D.; Strohmam, I.; Brune, B.: *Stahldeckensysteme*. Stahlbau. Band 79. Heft 10, 2010. S. 729 – 740.
- [44] Feldmann, M. et al.: *Neue Systeme für Stahlverbundbrücken - Verbunfertigteilträger aus hochfesten Werkstoffen und innovativen Verbundmitteln*. Endbericht N. 2009-30-04. Forschungsvorhaben P 804. Forschungsvereinigung Stahlanwendungen e.V. 2012.
- [45] *ABAQUS Analysis Users's Manual, Version 6.11*. Dassault Systemes. 2011.
- [46] Bathe, K.-J.: *Finite-Elemente-Methoden*. 2. Auflage. Springer-Verlag. 2002.
- [47] *ABAQUS Theory Manual, Version 6.11*. Dassault Systemes. 2011.
- [48] Schumacher, A.: *Optimierung mechanischer Strukturen*. Springer-Verlag. 2005.
- [49] Fink, J.; Petraschek, T.; Ondris, L.: *Weitere neue Dübeln für Verbundbau und numerische Simulation von Push-Out-Versuchen mit ABAQUS*. Bericht der TU Wien. ZID. 2007.
- [50] Fink, J.; Petraschek, T.; Ondris, L.: *Push-Out Test Parametric Simulation Study of a New Sheet-Type Shear Connector*. Bericht der TU Wien. ZID. 2006.
- [51] Antesberger, F.: *Weiterführende numerische Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten von Kronendübeln*. Diplomarbeit. TU Wien. 2007.
- [52] Lubliner, J.; Oliver, S.; Oller, S.; Oñate, E.: *A Plastic-Damage Model for Concrete*. International Journal of Solids and Structures. Volume 25. 1989. p. 299-329.
- [53] Lee, J.; Fenves, G.: *Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures*. Journal of Engineering Mechanics. Volume 124. Issue 8, 1998. p. 892-900
- [54] *ABAQUS/CAE Users's Manual. Version 6.11*. Dassault Systemes. 2011.
- [55] Harzheim, L.: *Strukturoptimierung: Grundlagen und Anwendungen*. 1. Auflage. Verlag Harri Deutsch. Frankfurt am Main. 2008.
- [56] Storkebaum, K.-H.: *Ein Beitrag zur Traglastermittlung von vierseitig gelagerten Stahlbetonwänden*. Dissertation. TU Braunschweig. 1977.

- [57] Ernst, G. C.: *Stability of Thin-Shelled Structures*. ACI Journal Proceedings. Volume 49. Issue 12, 1952. p. 277-291
- [58] Kiel, M.: *Stabilität mehrseitig gelagerter Betonwände, 2. Stufe*. Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben. Braunschweig, 1982.
- [59] Kordina, K.; Grzeschkowitz, R.; Menzel, A.: *Praxisgerechtes Bemessung mehrseitig gelagerter, schlanker Beton- und Stahlbetonwände*. Kurzberichte aus der Bauforschung. Band 31. Heft 11, 1990. S. 661-673.
- [60] Swartz, S. E.; Rosebraugh V. H.; Berman, M. Y.: *Buckling Tests on Rectangular Concrete Panels*. ACI Journal. Volume 71. Issue 1, 1974. p. 33-39.
- [61] Timm, R.: *Stabilität mehrseitig gelagerter Betonwände, 1. Stufe*. Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben. Braunschweig. 1979.
- [62] Saheb, S. M.; Desayi, P.: *Ultimate Strength of R.C. Wall Panels in Two-way In-plane Action*. Journal of Structural Engineering. Volume 116. Issue 5, 1990. p. 1384-1402.
- [63] Waddick, M.; Swifte, B.: *Buckling of Thin-walled Concrete Structures*. 4th Year Project Report. Glayton. 1991.
- [64] Roongsang, D.: *Buckling of Reinforced Concrete Walls with Simply Supported Side Edges*. Dissertation. Glayton. 1994.
- [65] Sanjayan, J. G.; Manickarajah, D.: *Buckling behaviour of reinforced concrete walls with side restraints*. Australasian Conference on the Mechanics of Structures and Materials (ACMSM). Hobart. 1995.
- [66] Doh, J.-H.: *Experimental and theoretical studies of normal and high strength concrete wall panels*. Dissertation. Griffith. 2002.
- [67] Doh, J.-H., Fragomeni, S.: *Ultimate Load Formula for Reinforced Concrete Wall Panels with Openings*. Advances in Structural Engineering. Volume 9. Issue 1, 2006. p. 103-115.
- [68] DIN EN 1993-1-5:2010-12: Eurocode 3: *Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-5: Plattenförmige Bauteile*. Beuth-Verlag. 2010.
- [69] Escobar, M.; Freytag, B.; Guggenberger, W.; Linder, J.; Sparowitz, L.: *Buckling Behaviour of UHPFRC-Panels under Compression*. 3rd International Symposium on UHPC and Nanotechnology for High Performance Constuction Materials. 2012. S. 765-772.

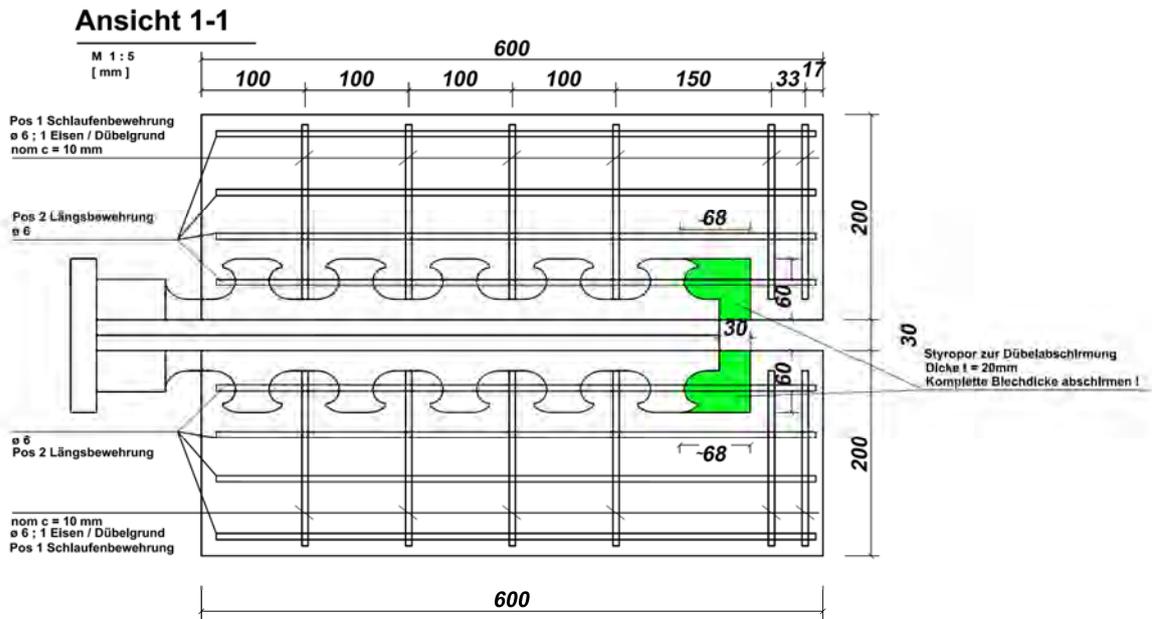


Abbildung A.3: Ansicht des Push-Out-Körpers mit Bewehrung (Auszug aus einem Bewehrungsplan)

Anhang B – Datenblätter zu den Push-Out-Versuchen

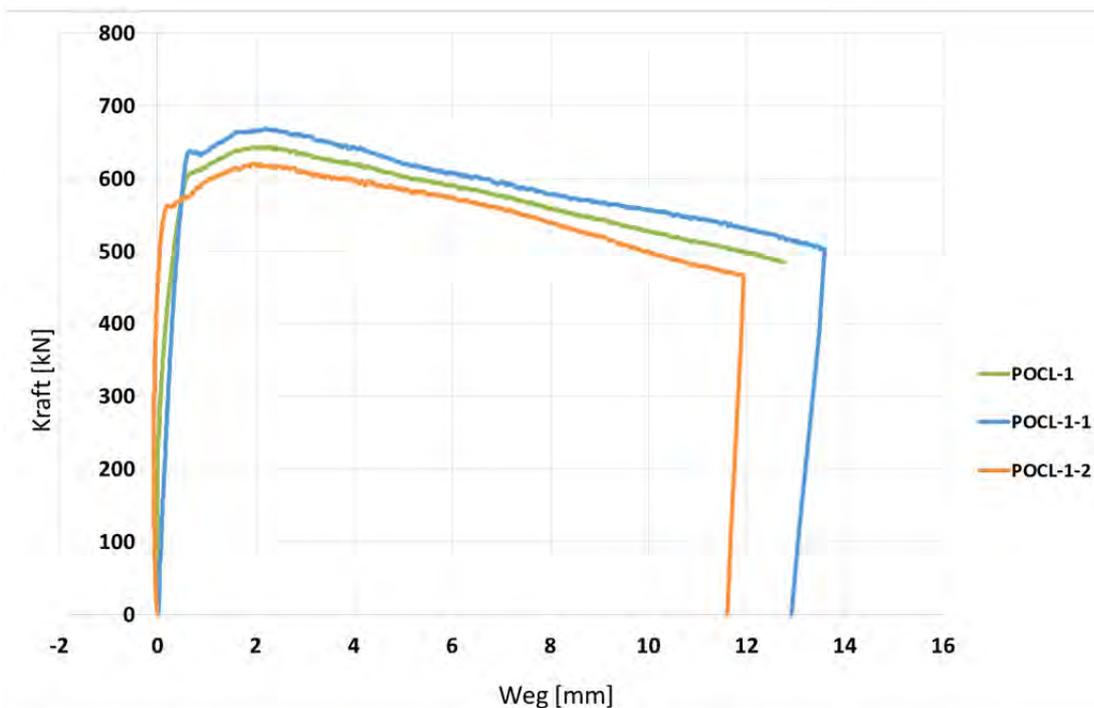
POCL-1

Betoneigenschaften:

Betonsorte	Art der Betonage	Betondicke t_c [mm]	Festigkeit Versuchstag $f_{ck, cube, 150}$ [N/mm ²]	Festigkeit Zylinder 28d $f_{ck, cyl, 28d}$ [N/mm ²]
B5Q-1	stehend	60	136,30	133,00
Bewehrung	Stahlfasergehalt [%]	E-Modul [N/mm ²]	Biegezugfestigkeit [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_{ct} [N/mm ²]
mit	2,5	48645	29,23	

Stahleigenschaften:

Stahlgüte	Stahldicke t_w [mm]	Festigkeit f_y [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_u [N/mm ²]
S 355	5	417,00	551,55



Ergebnisse:

Name des Prüfkörpers	Maximallast F_{max} [kN]	Weg bei max. Last W_{max} [mm]	Duktilität δ_{uk} [mm]
POCL-1-1	668,60	2,19	5,72
POCL-1-2	621,07	1,94	6,30

Versuchsdurchführung:

zyklische Vorbelastung	Belastungsgeschwindigkeit [mm/min]	Versagensart
nein	1,20	Stahl (Bewehrung)

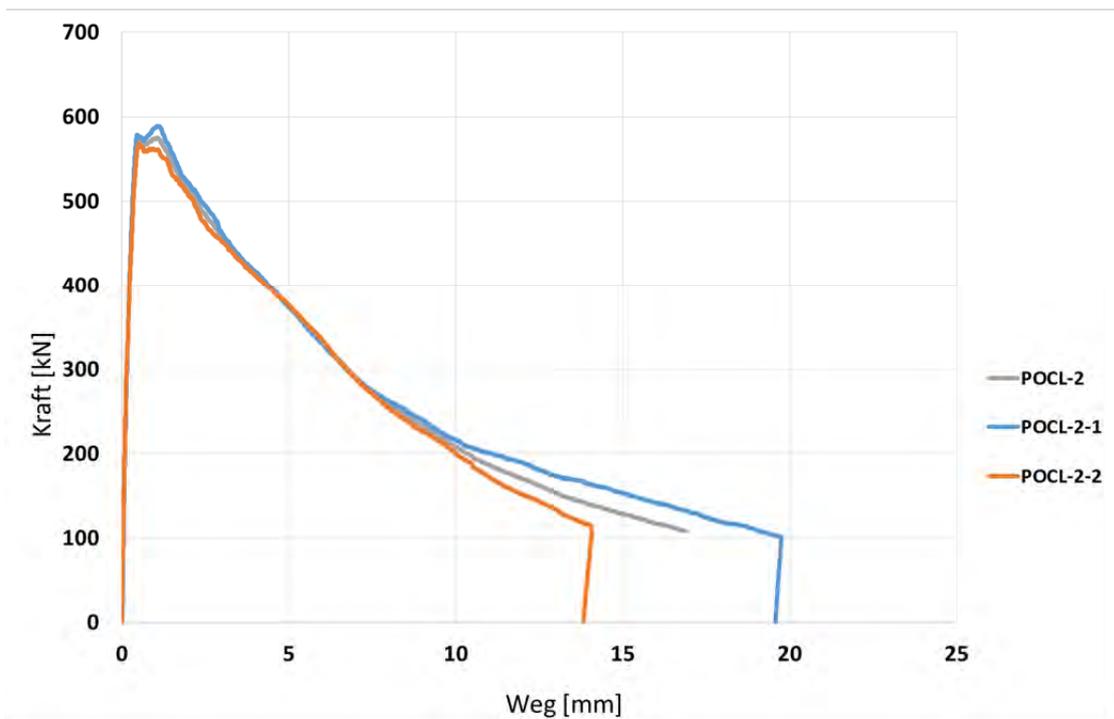
POCL-2

Betoneigenschaften:

Betonsorte	Art der Betonage	Betondicke t_c [mm]	Festigkeit Versuchstag $f_{ck,cube,150}$ [N/mm ²]	Festigkeit Zylinder 28d $f_{ck,cyl,28d}$ [N/mm ²]
B5Q-1	stehend	60	143,93	133,00
Bewehrung	Stahlfasergehalt [%]	E-Modul [N/mm ²]	Biegezugfestigkeit [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_{ct} [N/mm ²]
ohne	2,5	48645	29,23	

Stahleigenschaften:

Stahlgüte	Stahldicke t_w [mm]	Festigkeit f_y [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_u [N/mm ²]
S 355	5	417,00	551,55



Ergebnisse:

Name des Prüfkörpers	Maximallast F_{max} [kN]	Weg bei max. Last w_{max} [mm]	Duktilität δ_{uk} [mm]
POCL-2-1	588,43	1,09	1,63
POCL-2-2	567,77	0,51	1,74

Versuchsdurchführung:

zyklische Vorbelastung	Belastungsgeschwindigkeit [mm/min]	Versagensart
nein	1,20	Beton

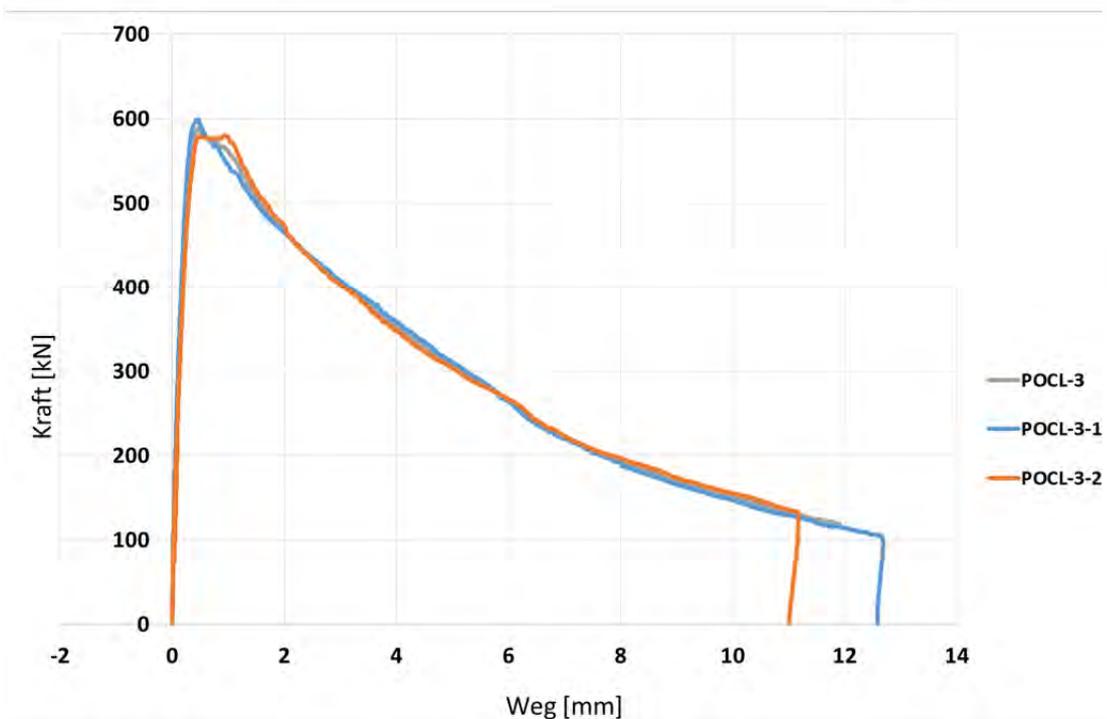
POCL-3

Betoneigenschaften:

Betonsorte	Art der Betonage	Betondicke t_c [mm]	Festigkeit Versuchstag $f_{ck, cube, 150}$ [N/mm ²]	Festigkeit Zylinder 28d $f_{ck, cyl, 28d}$ [N/mm ²]
B5Q-1	stehend	50	159,65	133,00
Bewehrung	Stahlfasergehalt [%]	E-Modul [N/mm ²]	Biegezugfestigkeit [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_{ct} [N/mm ²]
ohne	2,5	48645	29,23	

Stahleigenschaften:

Stahlgüte	Stahldicke t_w [mm]	Festigkeit f_y [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_u [N/mm ²]
S 355	5	417,00	551,55



Ergebnisse:

Name des Prüfkörpers	Maximallast F_{max} [kN]	Weg bei max. Last W_{max} [mm]	Duktilität δ_{uk} [mm]
POCL-3-1	599,17	0,47	0,95
POCL-3-2	580,58	0,93	1,29

Versuchsdurchführung:

zyklische Vorbelastung	Belastungsgeschwindigkeit [mm/min]	Versagensart
nein	1,20	Beton

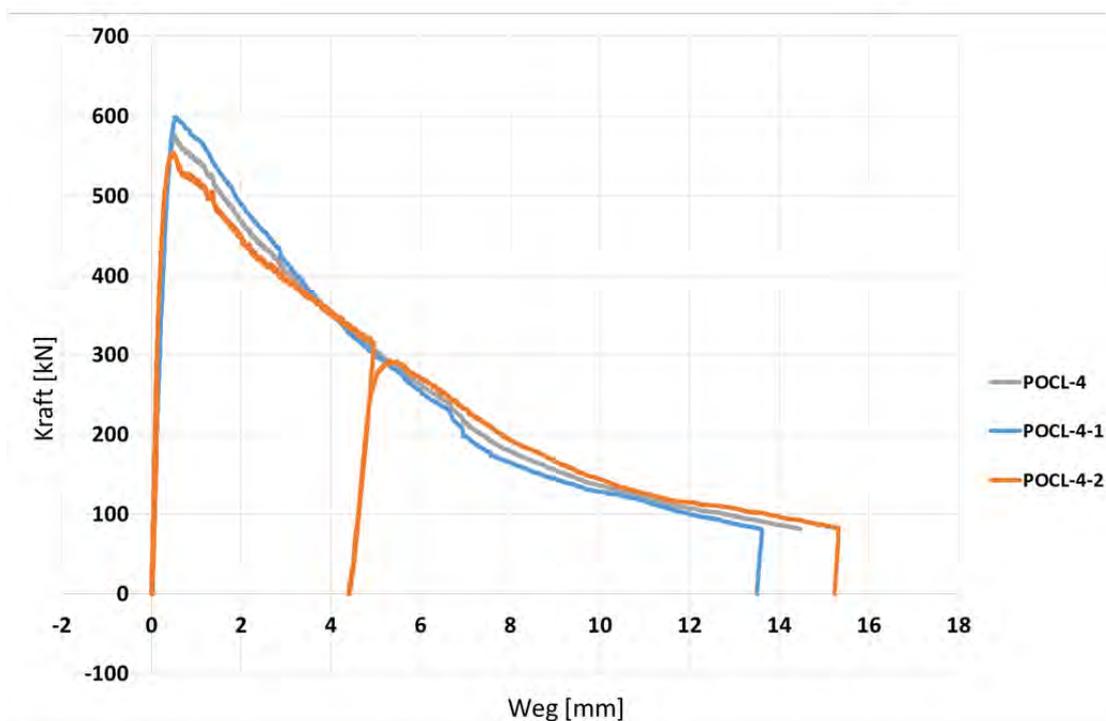
POCL-4

Betoneigenschaften:

Betonsorte	Art der Betonage	Betondicke t_c [mm]	Festigkeit Versuchstag $f_{ck,cube,150}$ [N/mm ²]	Festigkeit Zylinder 28d $f_{ck,cyl,28d}$ [N/mm ²]
B5Q-1	stehend	40	158,80	133,00
Bewehrung	Stahlfasergehalt [%]	E-Modul [N/mm ²]	Biegezugfestigkeit [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_{ct} [N/mm ²]
ohne	2,5	48645	29,23	

Stahleigenschaften:

Stahlgüte	Stahldicke t_w [mm]	Festigkeit f_y [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_u [N/mm ²]
S 355	5	417,00	551,55



Ergebnisse:

Name des Prüfkörpers	Maximallast F_{max} [kN]	Weg bei max. Last w_{max} [mm]	Duktilität δ_{uk} [mm]
POCL-4-1	599,17	0,55	1,27
POCL-4-2	554,13	0,50	1,24

Versuchsdurchführung:

zyklische Vorbelastung	Belastungsgeschwindigkeit [mm/min]	Versagensart
ja	1,20	Beton

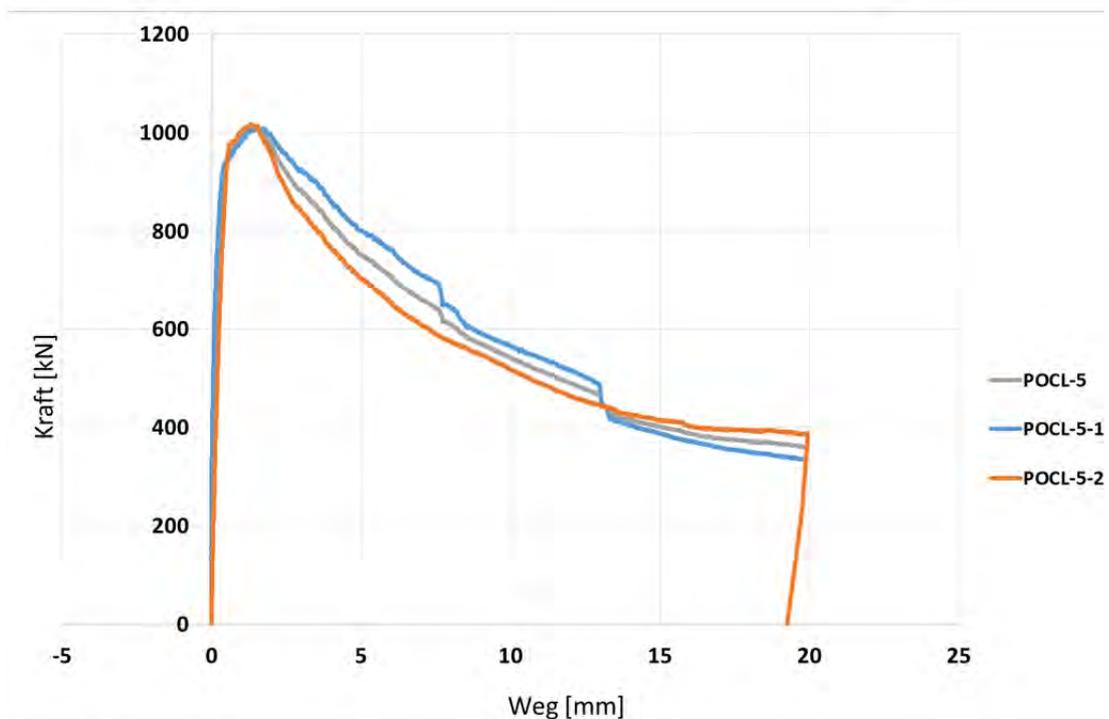
POCL-5

Betoneigenschaften:

Betonsorte	Art der Betonage	Betondicke t_c [mm]	Festigkeit Versuchstag $f_{ck, cube, 150}$ [N/mm ²]	Festigkeit Zylinder 28d $f_{ck, cyl, 28d}$ [N/mm ²]
B5Q-1	stehend	60	136,30	133,00
Bewehrung	Stahlfasergehalt [%]	E-Modul [N/mm ²]	Biegezugfestigkeit [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_{ct} [N/mm ²]
mit	2,5	48645	29,23	

Stahleigenschaften:

Stahlgüte	Stahldicke t_w [mm]	Festigkeit f_y [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_u [N/mm ²]
S 355	10	363,00	526,95



Ergebnisse:

Name des Prüfkörpers	Maximallast F_{max} [kN]	Weg bei max. Last W_{max} [mm]	Duktilität δ_{uk} [mm]
POCL-5-1	1009,92	1,53	2,95
POCL-5-2	1016,94	1,31	2,02

Versuchsdurchführung:

zyklische Vorbelastung	Belastungsgeschwindigkeit [mm/min]	Versagensart
nein	1,20	Beton (klombiniert)

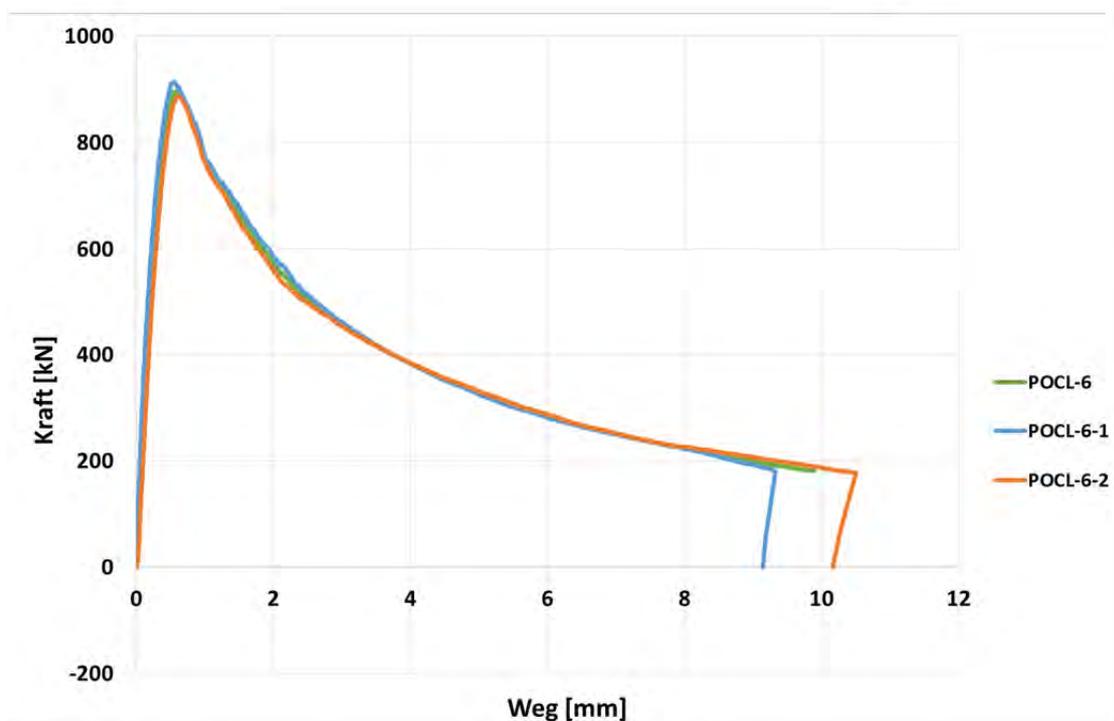
POCL-6

Betoneigenschaften:

Betonsorte	Art der Betonage	Betondicke t_c [mm]	Festigkeit Versuchstag $f_{ck,cube,150}$ [N/mm ²]	Festigkeit Zylinder 28d $f_{ck,cyl,28d}$ [N/mm ²]
B5Q-1	stehend	60	142,83	133,00
Bewehrung	Stahlfasergehalt [%]	E-Modul [N/mm ²]	Biegezugfestigkeit [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_{ct} [N/mm ²]
ohne	2,5	48645	29,23	

Stahleigenschaften:

Stahlgüte	Stahldicke t_w [mm]	Festigkeit f_y [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_u [N/mm ²]
S 355	10	363,00	526,95



Ergebnisse:

Name des Prüfkörpers	Maximallast F_{max} [kN]	Weg bei max. Last w_{max} [mm]	Duktilität δ_{uk} [mm]
POCL-6-1	913,64	0,55	0,81
POCL-6-2	888,02	0,61	0,81

Versuchsdurchführung:

zyklische Vorbelastung	Belastungsgeschwindigkeit [mm/min]	Versagensart
nein	1,20	Beton

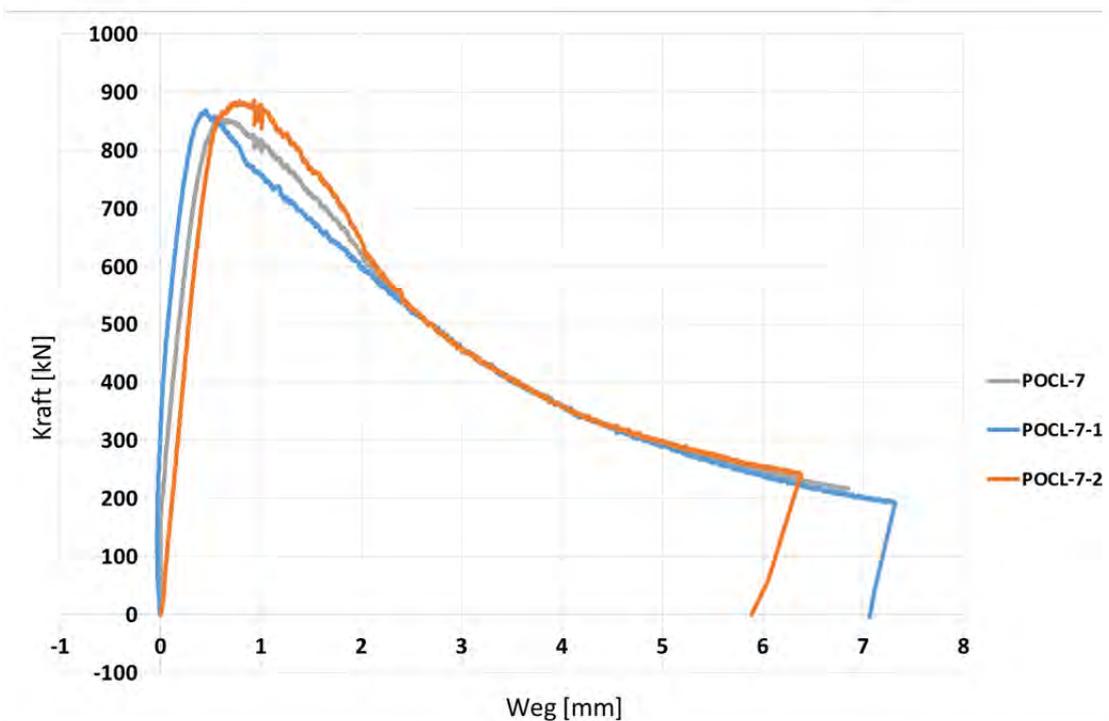
POCL-7

Betoneigenschaften:

Betonsorte	Art der Betonage	Betondicke t_c [mm]	Festigkeit Versuchstag $f_{ck, cube, 150}$ [N/mm ²]	Festigkeit Zylinder 28d $f_{ck, cyl, 28d}$ [N/mm ²]
B5Q-1	stehend	50	148,30	133,00
Bewehrung	Stahlfasergehalt [%]	E-Modul [N/mm ²]	Biegezugfestigkeit [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_{ct} [N/mm ²]
ohne	2,5	48645	29,23	

Stahleigenschaften:

Stahlgüte	Stahldicke t_w [mm]	Festigkeit f_y [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_u [N/mm ²]
S 355	10	363,00	526,95



Ergebnisse:

Name des Prüfkörpers	Maximallast F_{max} [kN]	Weg bei max. Last W_{max} [mm]	Duktilität δ_{uk} [mm]
POCL-7-1	869,84	0,45	0,77
POCL-7-2	885,54	0,93	1,25

Versuchsdurchführung:

zyklische Vorbelastung	Belastungsgeschwindigkeit [mm/min]	Versagensart
nein	0,10	Beton

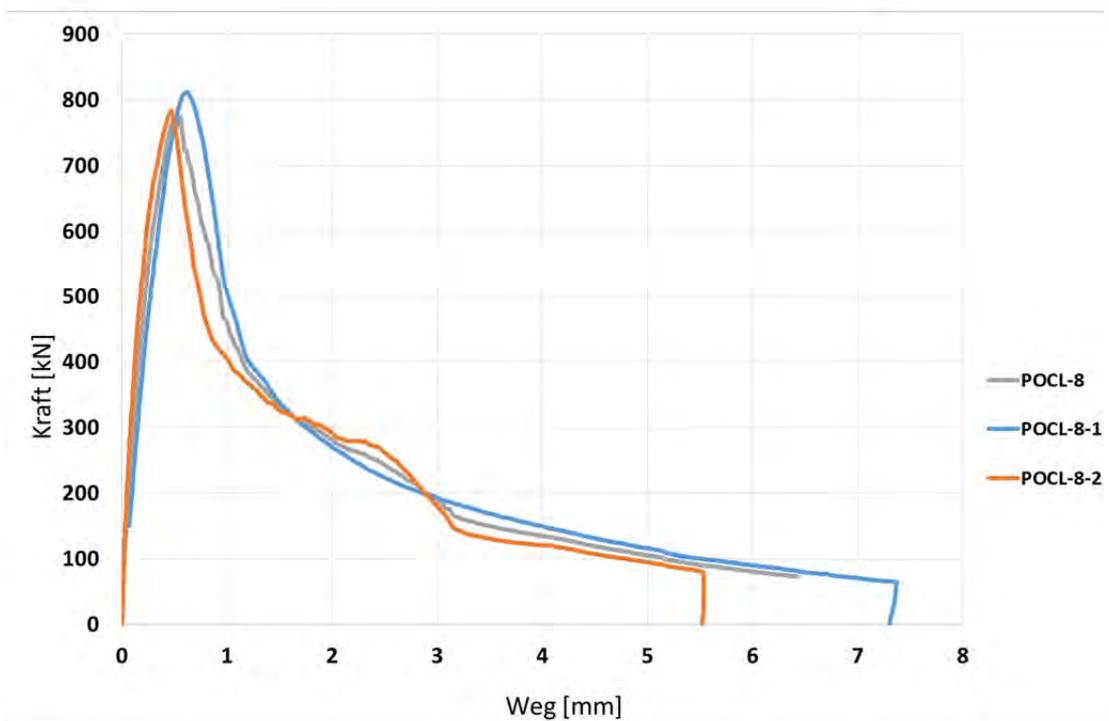
POCL-8

Betoneigenschaften:

Betonsorte	Art der Betonage	Betondicke t_c [mm]	Festigkeit Versuchstag $f_{ck,cube,150}$ [N/mm ²]	Festigkeit Zylinder 28d $f_{ck,cyl,28d}$ [N/mm ²]
B5Q-1	stehend	40	138,33	133,00
Bewehrung	Stahlfasergehalt [%]	E-Modul [N/mm ²]	Biegezugfestigkeit [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_{ct} [N/mm ²]
ohne	2,5	48645	29,23	

Stahleigenschaften:

Stahlgüte	Stahldicke t_w [mm]	Festigkeit f_y [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_u [N/mm ²]
S 355	10	363,00	526,95



Ergebnisse:

Name des Prüfkörpers	Maximallast F_{max} [kN]	Weg bei max. Last w_{max} [mm]	Duktilität δ_{uk} [mm]
POCL-8-1	811,16	0,62	0,66
POCL-8-2	783,88	0,47	0,47

Versuchsdurchführung:

zyklische Vorbelastung	Belastungsgeschwindigkeit [mm/min]	Versagensart
nein	1,20	Beton

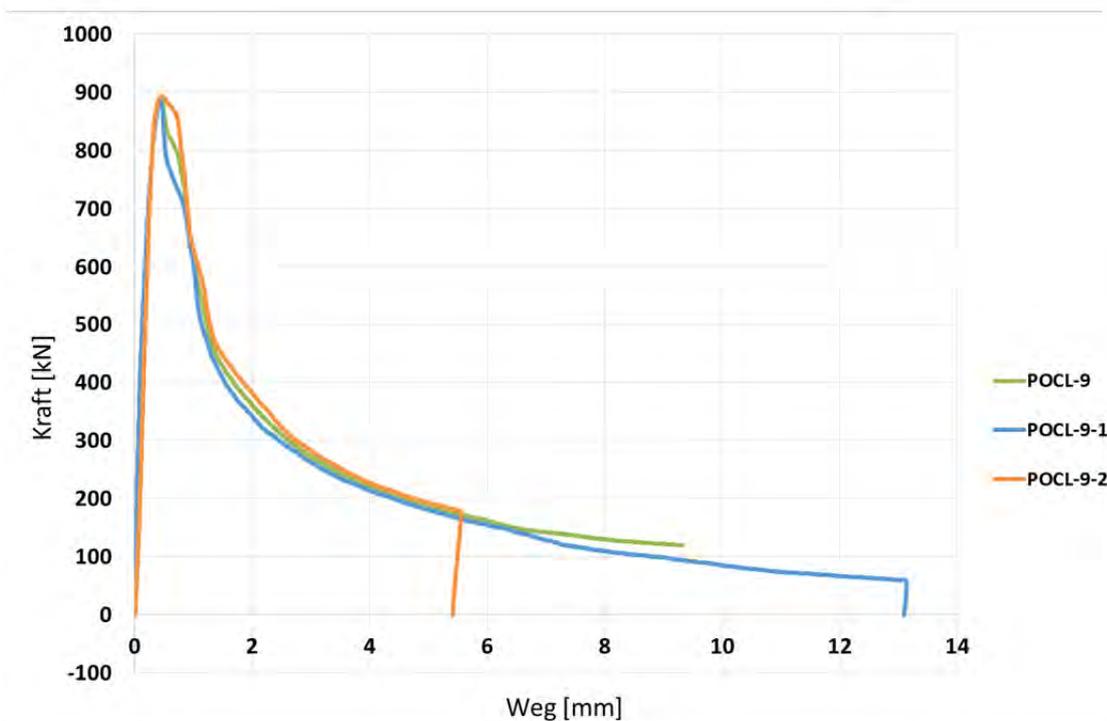
POCL-9

Betoneigenschaften:

Betonsorte	Art der Betonage	Betondicke t_c [mm]	Festigkeit Versuchstag $f_{ck, cube, 150}$ [N/mm ²]	Festigkeit Zylinder 28d $f_{ck, cyl, 28d}$ [N/mm ²]
B5Q-1	stehend	60	146,13	116,60
Bewehrung	Stahlfasergehalt [%]	E-Modul [N/mm ²]	Biegezugfestigkeit [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_{ct} [N/mm ²]
ohne	0,9	44789	-	

Stahleigenschaften:

Stahlgüte	Stahldicke t_w [mm]	Festigkeit f_y [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_u [N/mm ²]
S 355	10	363,00	526,95



Ergebnisse:

Name des Prüfkörpers	Maximallast F_{max} [kN]	Weg bei max. Last w_{max} [mm]	Duktilität δ_{uk} [mm]
POCL-9-1	888,02	0,43	0,47
POCL-9-2	893,39	0,46	0,71

Versuchsdurchführung:

zyklische Vorbelastung	Belastungsgeschwindigkeit [mm/min]	Versagensart
nein	1,20	Beton

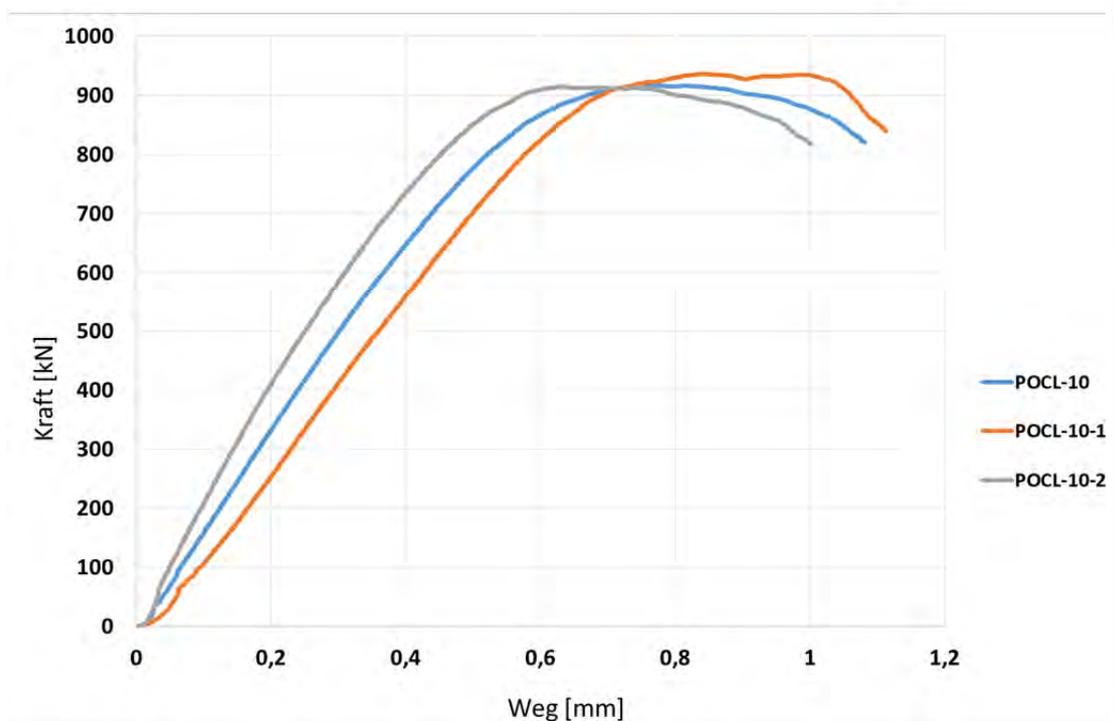
POCL-10

Betoneigenschaften:

Betonsorte	Art der Betonage	Betondicke t_c [mm]	Festigkeit Versuchstag $f_{ck,cube,150}$ [N/mm ²]	Festigkeit Zylinder 28d $f_{ck,cyl,28d}$ [N/mm ²]
B5Q	stehend	60	180,00	154,17
Bewehrung	Stahlfasergehalt [%]	E-Modul [N/mm ²]	Biegezugfestigkeit [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_{ct} [N/mm ²]
ohne	2,5	53182	33,81	6,49

Stahleigenschaften:

Stahlgüte	Stahldicke t_w [mm]	Festigkeit f_y [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_u [N/mm ²]
S 355	10	363,00	526,95



Ergebnisse:

Name des Prüfkörpers	Maximallast F_{max} [kN]	Weg bei max. Last W_{max} [mm]	Duktilität δ_{uk} [mm]
POCL-10-1	935,95	0,85	1,00
POCL-10-2	914,46	0,63	0,89

Versuchsdurchführung:

zyklische Vorbelastung	Belastungsgeschwindigkeit [mm/min]	Versagensart
nein	0,60	Beton

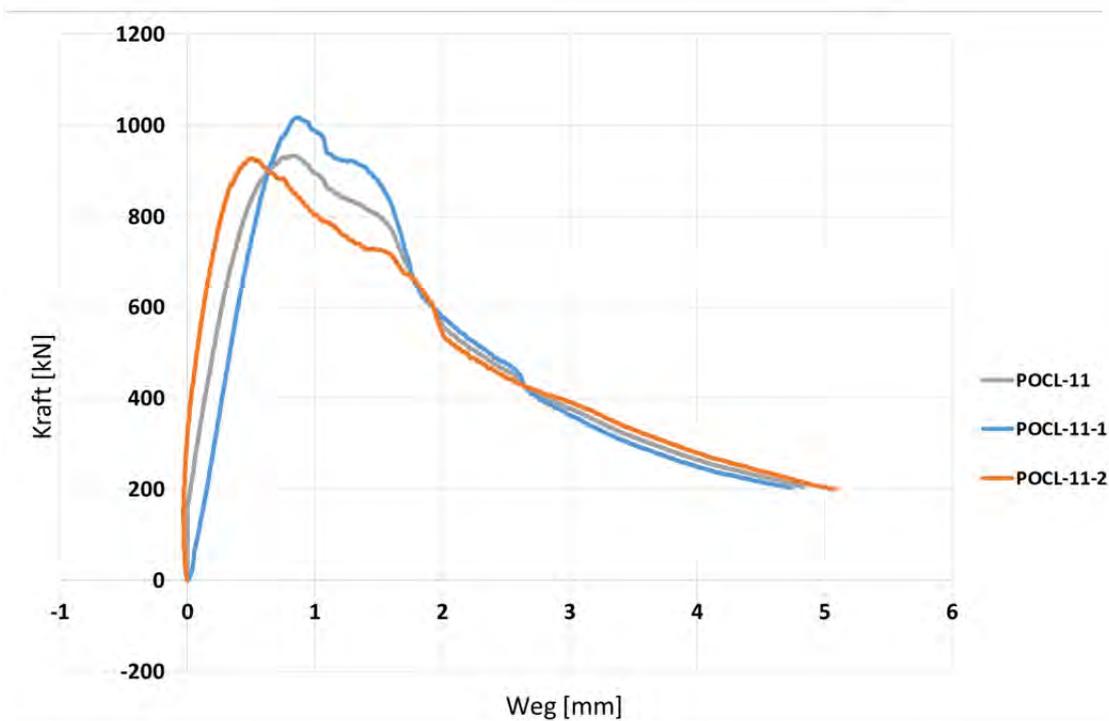
POCL-11

Betoneigenschaften:

Betonsorte	Art der Betonage	Betondicke t_c [mm]	Festigkeit Versuchstag $f_{ck, cube, 150}$ [N/mm ²]	Festigkeit Zylinder 28d $f_{ck, cyl, 28d}$ [N/mm ²]
B5Q	liegend	60	180,00	154,17
Bewehrung	Stahlfasergehalt [%]	E-Modul [N/mm ²]	Biegezugfestigkeit [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_{ct} [N/mm ²]
ohne	2,5	53182	33,81	6,49

Stahleigenschaften:

Stahlgüte	Stahldicke t_w [mm]	Festigkeit f_y [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_u [N/mm ²]
S 355	10	363,00	526,95



Ergebnisse:

Name des Prüfkörpers	Maximallast F_{max} [kN]	Weg bei max. Last W_{max} [mm]	Duktilität δ_{uk} [mm]
POCL-11-1	1016,94	0,85	1,21
POCL-11-2	926,86	0,51	0,81

Versuchsdurchführung:

zyklische Vorbelastung	Belastungsgeschwindigkeit [mm/min]	Versagensart
nein	0,60	Beton

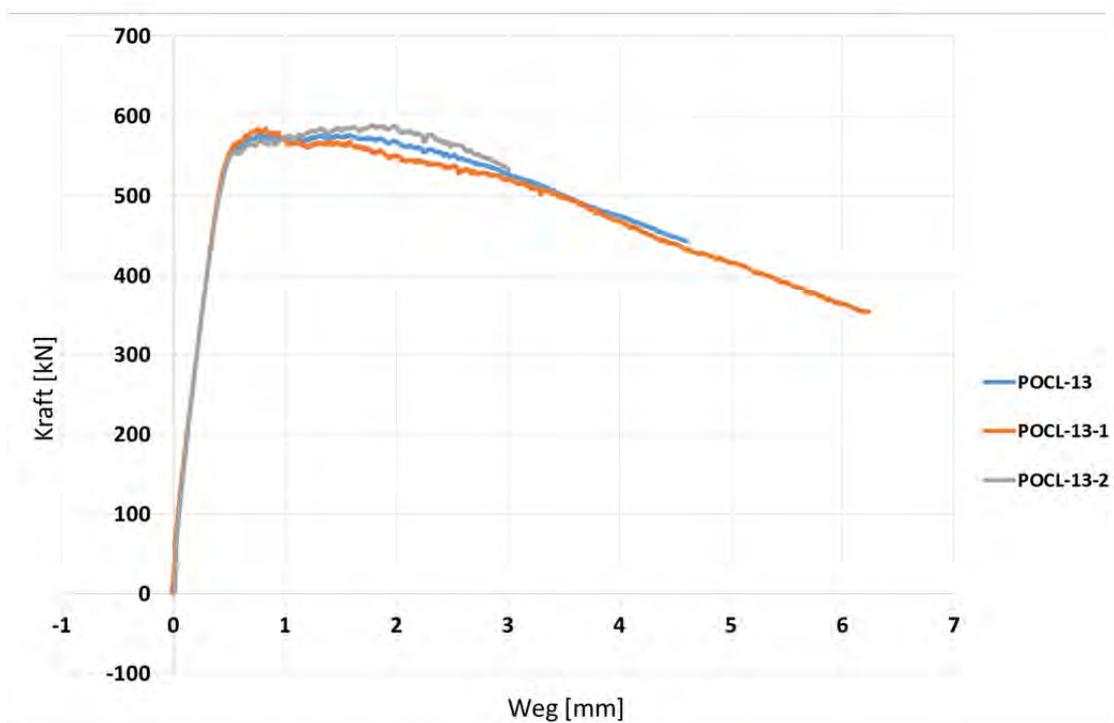
POCL-13

Betoneigenschaften:

Betonsorte	Art der Betonage	Betondicke t_c [mm]	Festigkeit Versuchstag $f_{ck,cube,150}$ [N/mm ²]	Festigkeit Zylinder 28d $f_{ck,cyl,28d}$ [N/mm ²]
B5Q	stehend	60	179,20	152,17
Bewehrung	Stahlfasergehalt [%]	E-Modul [N/mm ²]	Biegezugfestigkeit [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_{ct} [N/mm ²]
ohne	2,5	53647	34,60	7,77

Stahleigenschaften:

Stahlgüte	Stahldicke t_w [mm]	Festigkeit f_y [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_u [N/mm ²]
S 355	5	450,00	481,50



Ergebnisse:

Name des Prüfkörpers	Maximallast F_{max} [kN]	Weg bei max. Last w_{max} [mm]	Duktilität δ_{uk} [mm]
POCL-13-1	584,45	0,83	2,55
POCL-13-2	588,49	1,79	2,71

Versuchsdurchführung:

zyklische Vorbelastung	Belastungsgeschwindigkeit [mm/min]	Versagensart
nein	0,60	Beton (kombiniert)

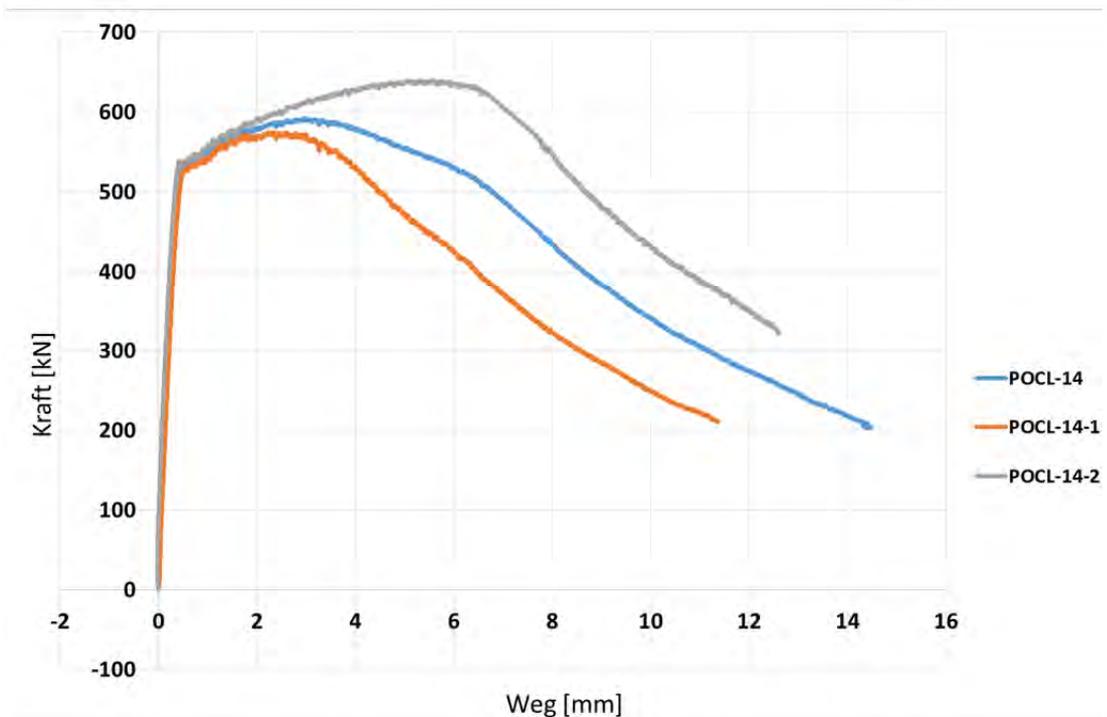
POCL-14

Betoneigenschaften:

Betonsorte	Art der Betonage	Betondicke t_c [mm]	Festigkeit Versuchstag $f_{ck, cube, 150}$ [N/mm ²]	Festigkeit Zylinder 28d $f_{ck, cyl, 28d}$ [N/mm ²]
B5Q	stehend	60	179,20	152,17
Bewehrung	Stahlfasergehalt [%]	E-Modul [N/mm ²]	Biegezugfestigkeit [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_{ct} [N/mm ²]
ohne	2,5	53647	34,60	7,77

Stahleigenschaften:

Stahlgüte	Stahldicke t_w [mm]	Festigkeit f_y [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_u [N/mm ²]
S 235	5	332,00	426,97



Ergebnisse:

Name des Prüfkörpers	Maximallast F_{max} [kN]	Weg bei max. Last W_{max} [mm]	Duktilität δ_{uk} [mm]
POCL-14-1	574,77	2,33	3,76
POCL-14-2	639,81	5,59	5,97

Versuchsdurchführung:

zyklische Vorbelastung	Belastungsgeschwindigkeit [mm/min]	Versagensart
nein	0,60	Stahl (kombiniert)

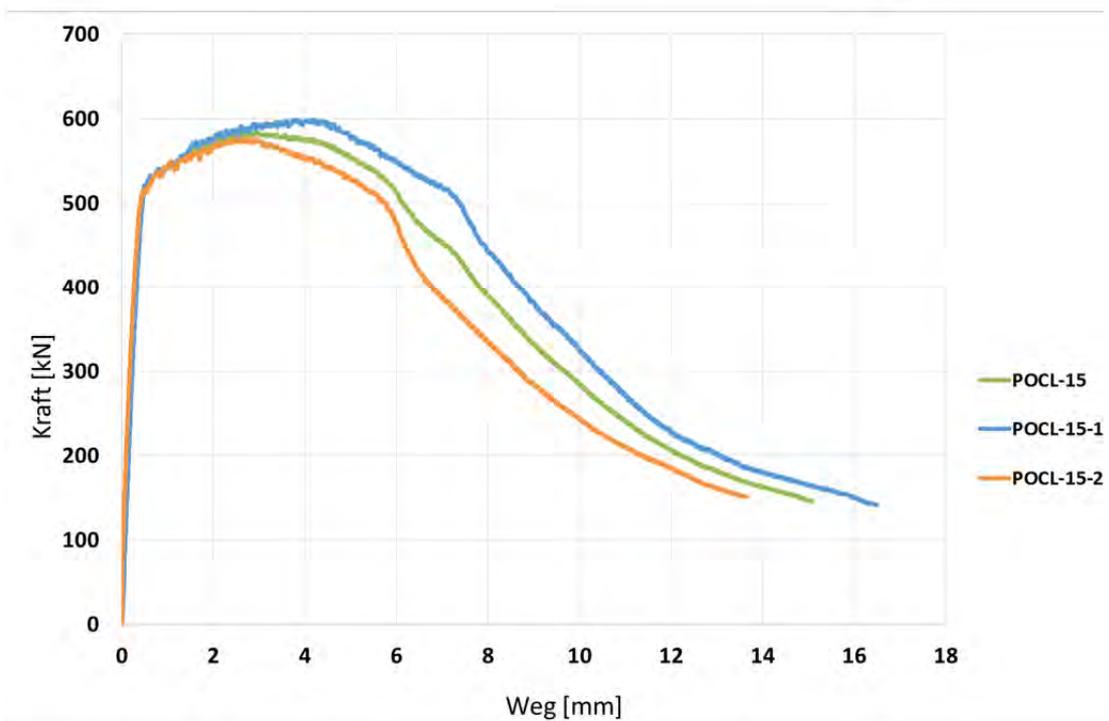
POCL-15

Betoneigenschaften:

Betonsorte	Art der Betonage	Betondicke t_c [mm]	Festigkeit Versuchstag $f_{ck,cube,150}$ [N/mm ²]	Festigkeit Zylinder 28d $f_{ck,cyl,28d}$ [N/mm ²]
B5Q	stehend	60	179,20	152,17
Bewehrung	Stahlfasergehalt [%]	E-Modul [N/mm ²]	Biegezugfestigkeit [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_{ct} [N/mm ²]
ohne	2,5	53647	34,60	7,77

Stahleigenschaften:

Stahlgüte	Stahldicke t_w [mm]	Festigkeit f_y [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_u [N/mm ²]
S 235	5	332,00	426,97



Ergebnisse:

Name des Prüfkörpers	Maximallast F_{max} [kN]	Weg bei max. Last w_{max} [mm]	Duktilität δ_{uk} [mm]
POCL-15-1	599,01	4,18	5,68
POCL-15-2	576,87	2,75	4,76

Versuchsdurchführung:

zyklische Vorbelastung	Belastungsgeschwindigkeit [mm/min]	Versagensart
nein	0,60	Stahl (kombiniert)

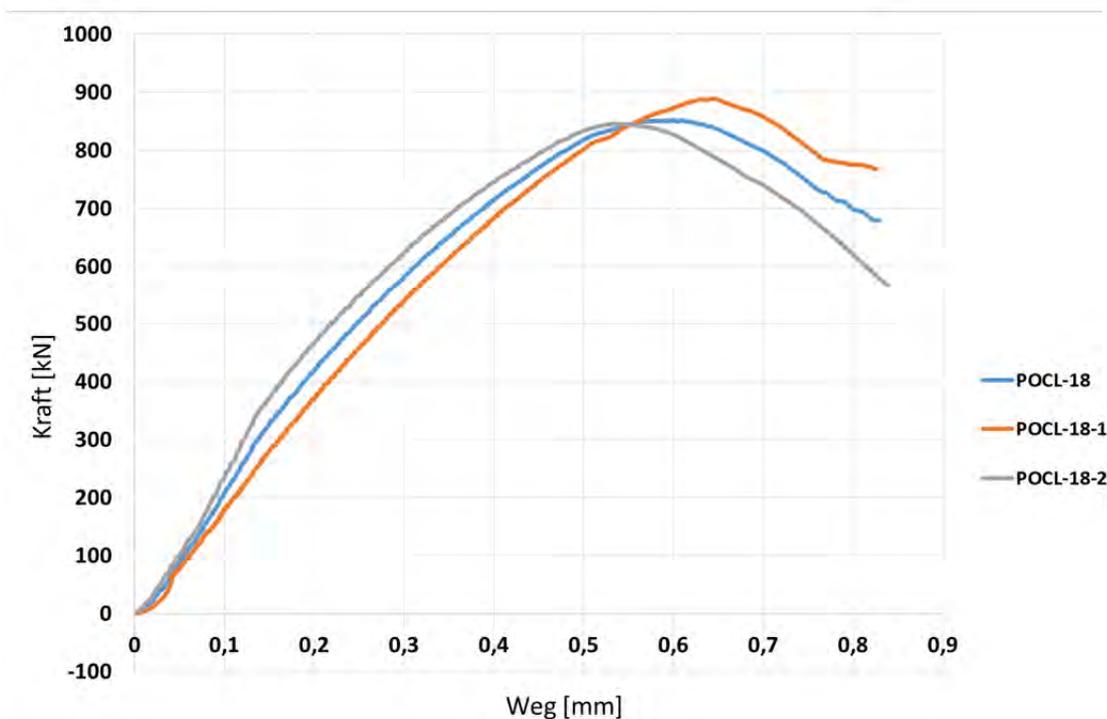
POCL-18

Betoneigenschaften:

Betonsorte	Art der Betonage	Betondicke t_c [mm]	Festigkeit Versuchstag $f_{ck, cube, 150}$ [N/mm ²]	Festigkeit Zylinder 28d $f_{ck, cyl, 28d}$ [N/mm ²]
B5Q	liegend	60	163,90	147,10
Bewehrung	Stahlfasergehalt [%]	E-Modul [N/mm ²]	Biegezugfestigkeit [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_{ct} [N/mm ²]
ohne	0,9	50897	13,58	4,75

Stahleigenschaften:

Stahlgüte	Stahldicke t_w [mm]	Festigkeit f_y [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_u [N/mm ²]
S 355	10	363,00	526,95



Ergebnisse:

Name des Prüfkörpers	Maximallast F_{max} [kN]	Weg bei max. Last w_{max} [mm]	Duktilität δ_{uk} [mm]
POCL-18-1	888,43	0,65	0,68
POCL-18-2	845,87	0,54	0,61

Versuchsdurchführung:

zyklische Vorbelastung	Belastungsgeschwindigkeit [mm/min]	Versagensart
nein	0,60	Beton

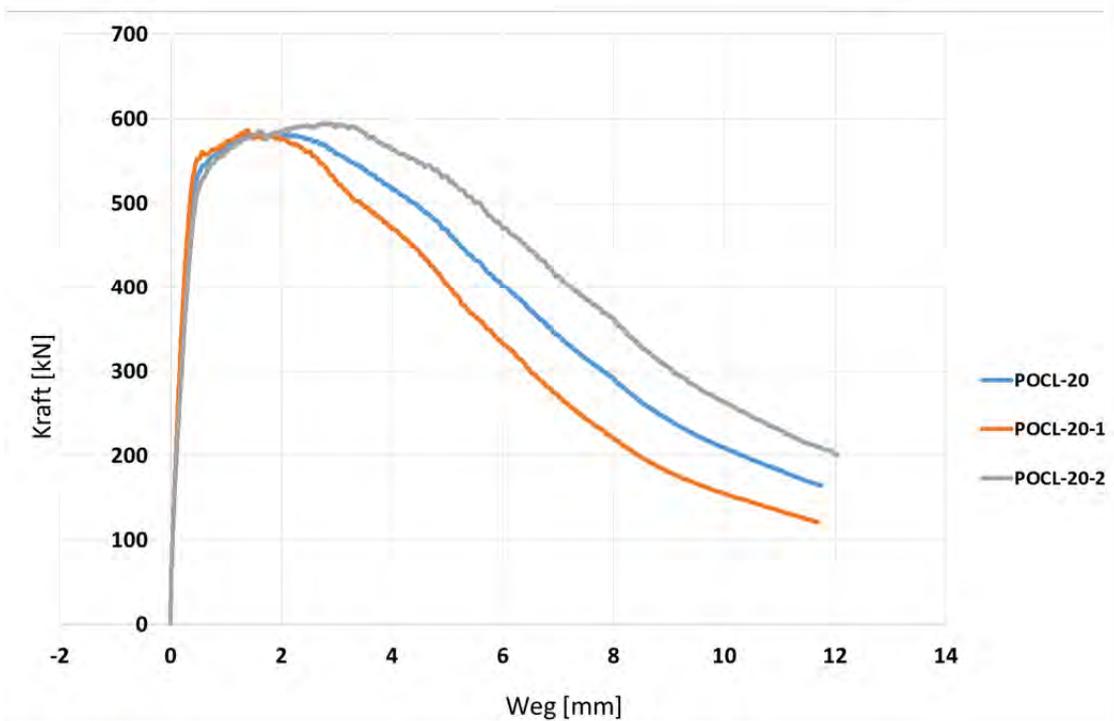
POCL-20

Betoneigenschaften:

Betonsorte	Art der Betonage	Betondicke t_c [mm]	Festigkeit Versuchstag $f_{ck,cube,150}$ [N/mm ²]	Festigkeit Zylinder 28d $f_{ck,cyl,28d}$ [N/mm ²]
B5Q	liegend	60	181,43	164,20
Bewehrung	Stahlfasergehalt [%]	E-Modul [N/mm ²]	Biegezugfestigkeit [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_{ct} [N/mm ²]
ohne	2,5	49861,33	32,39	

Stahleigenschaften:

Stahlgüte	Stahldicke t_w [mm]	Festigkeit f_y [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_u [N/mm ²]
S 235	5	332,00	426,97



Ergebnisse:

Name des Prüfkörpers	Maximallast F_{max} [kN]	Weg bei max. Last w_{max} [mm]	Duktilität δ_{uk} [mm]
POCL-20-1	586,36	1,39	2,67
POCL-20-2	595,45	2,79	4,36

Versuchsdurchführung:

zyklische Vorbelastung	Belastungsgeschwindigkeit [mm/min]	Versagensart
nein	0,60	Stahl (kombiniert)

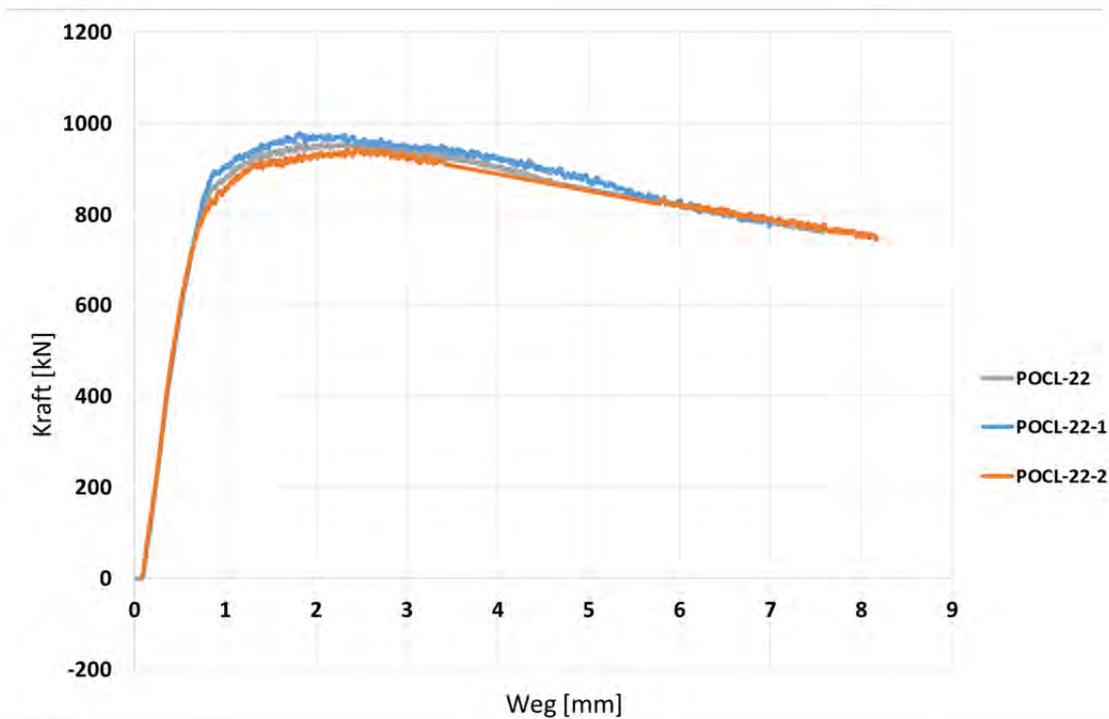
POCL-22

Betoneigenschaften:

Betonsorte	Art der Betonage	Betondicke t_c [mm]	Festigkeit Versuchstag $f_{ck,cube,150}$ [N/mm ²]	Festigkeit Zylinder 28d $f_{ck,cyl,28d}$ [N/mm ²]
B5Q	stehend	60	169,33	145,57
Bewehrung	Stahlfasergehalt [%]	E-Modul [N/mm ²]	Biegezugfestigkeit [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_{ct} [N/mm ²]
mit	2,5	49896	23,32	7,51

Stahleigenschaften:

Stahlgüte	Stahldicke t_w [mm]	Festigkeit f_y [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_u [N/mm ²]
S 235	10	316 *	439,13



Ergebnisse:

Name des Prüfkörpers	Maximallast F_{max} [kN]	Weg bei max. Last W_{max} [mm]	Duktilität δ_{uk} [mm]
POCL-22-1	978,33	1,82	4,48
POCL-22-2	948,29	1,89	4,47

Versuchsdurchführung:

zyklische Vorbelastung	Belastungsgeschwindigkeit [mm/min]	Versagensart
ja	0,10	kombiniert

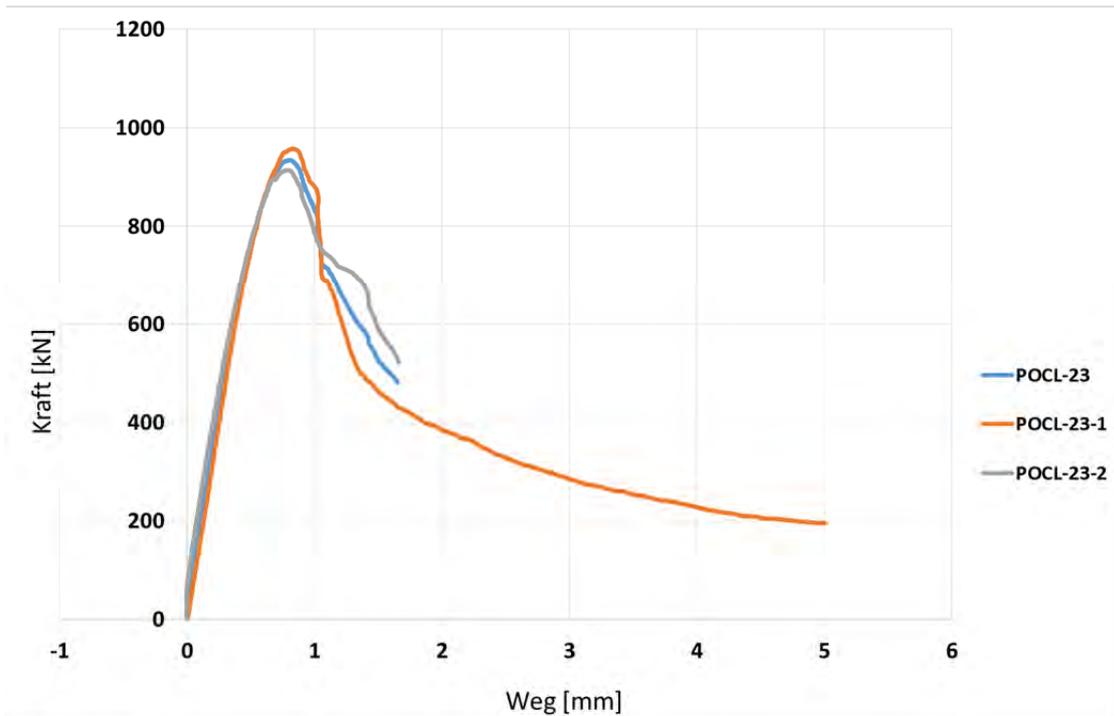
POCL-23

Betoneigenschaften:

Betonsorte	Art der Betonage	Betondicke t_c [mm]	Festigkeit Versuchstag $f_{ck,cube,150}$ [N/mm ²]	Festigkeit Zylinder 28d $f_{ck,cyl,28d}$ [N/mm ²]
M2Qb	stehend	60	176,47	174,00
Bewehrung	Stahlfasergehalt [%]	E-Modul [N/mm ²]	Biegezugfestigkeit [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_{ct} [N/mm ²]
ohne	2,5	47901	38,43	8,83

Stahleigenschaften:

Stahlgüte	Stahldicke t_w [mm]	Festigkeit f_y [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_u [N/mm ²]
S 355	10	427,00	557,30



Ergebnisse:

Name des Prüfkörpers	Maximallast F_{max} [kN]	Weg bei max. Last w_{max} [mm]	Duktilität δ_{uk} [mm]
POCL-23-1	957,85	0,83	0,92
POCL-23-2	913,64	0,80	0,86

Versuchsdurchführung:

zyklische Vorbelastung	Belastungsgeschwindigkeit [mm/min]	Versagensart
nein	0,60	Beton

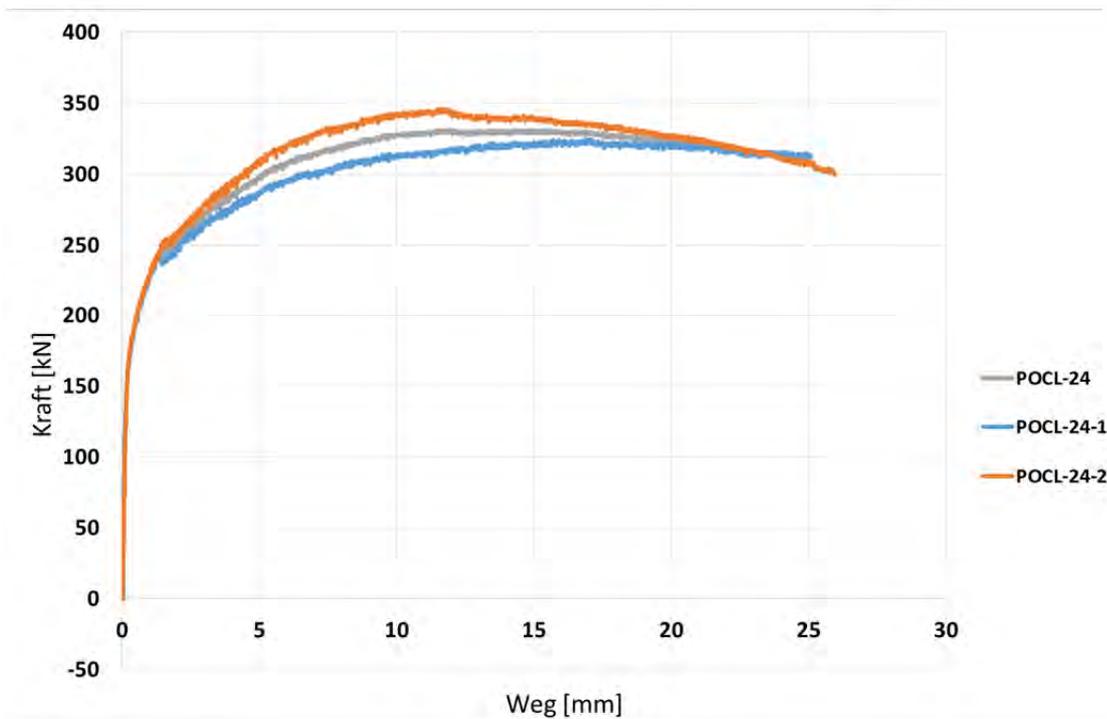
POCL-24

Betoneigenschaften:

Betonsorte	Art der Betonage	Betondicke t_c [mm]	Festigkeit Versuchstag $f_{ck,cube,150}$ [N/mm ²]	Festigkeit Zylinder 28d $f_{ck,cyl,28d}$ [N/mm ²]
B5Q	stehend	60	163,67	149,30
Bewehrung	Stahlfasergehalt [%]	E-Modul [N/mm ²]	Biegezugfestigkeit [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_{ct} [N/mm ²]
ohne	2,5	49576	23,91	6,74

Stahleigenschaften:

Stahlgüte	Stahldicke t_w [mm]	Festigkeit f_y [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_u [N/mm ²]
S 175	3	176,00	285,30



Ergebnisse:

Name des Prüfkörpers	Maximallast F_{max} [kN]	Weg bei max. Last W_{max} [mm]	Duktilität δ_{uk} [mm]
POCL-24-1	358,59	33,11	31,67
POCL-24-2	345,99	11,52	21,51

Versuchsdurchführung:

zyklische Vorbelastung	Belastungsgeschwindigkeit [mm/min]	Versagensart
ja	0,30	Stahl

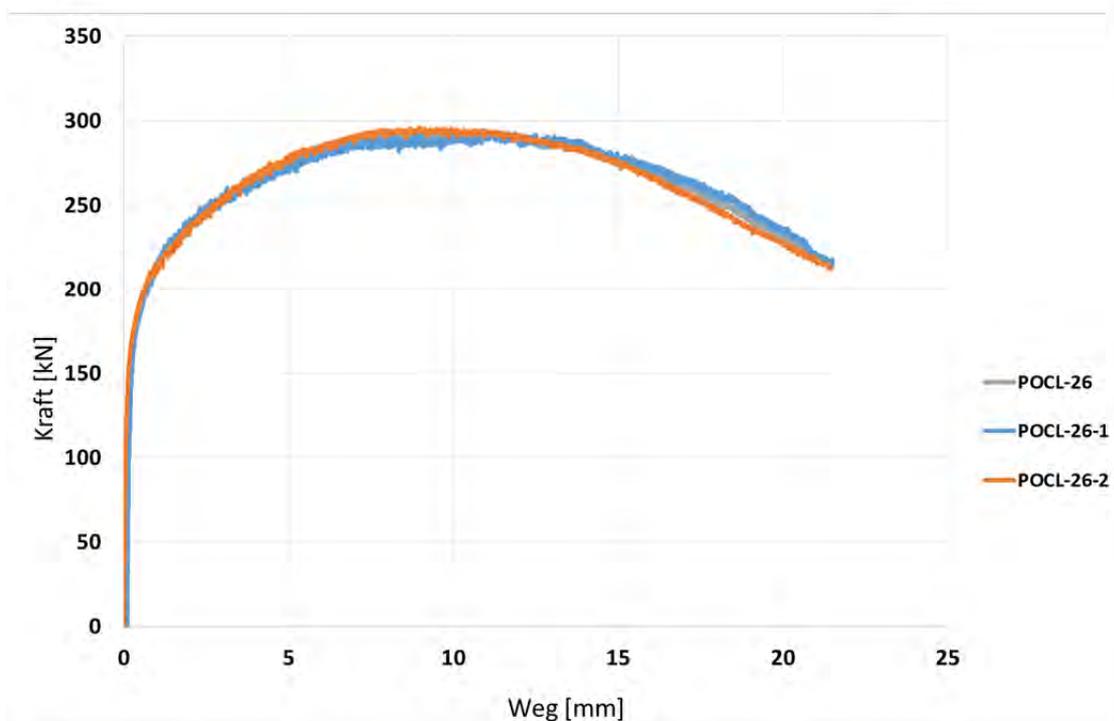
POCL-26

Betoneigenschaften:

Betonsorte	Art der Betonage	Betondicke t_c [mm]	Festigkeit Versuchstag $f_{ck,cube,150}$ [N/mm ²]	Festigkeit Zylinder 28d $f_{ck,cyl,28d}$ [N/mm ²]
B5Q	stehend	40	164,00	149,30
Bewehrung	Stahlfasergehalt [%]	E-Modul [N/mm ²]	Biegezugfestigkeit [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_{ct} [N/mm ²]
ohne	2,5	49576	23,91	6,74

Stahleigenschaften:

Stahlgüte	Stahldicke t_w [mm]	Festigkeit f_y [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_u [N/mm ²]
S 175	3	176,00	285,30



Ergebnisse:

Name des Prüfkörpers	Maximallast F_{max} [kN]	Weg bei max. Last w_{max} [mm]	Duktilität δ_{uk} [mm]
POCL-26-1	294,24	10,91	14,92
POCL-26-2	296,20	10,72	14,30

Versuchsdurchführung:

zyklische Vorbelastung	Belastungsgeschwindigkeit [mm/min]	Versagensart
ja	0,10	Stahl

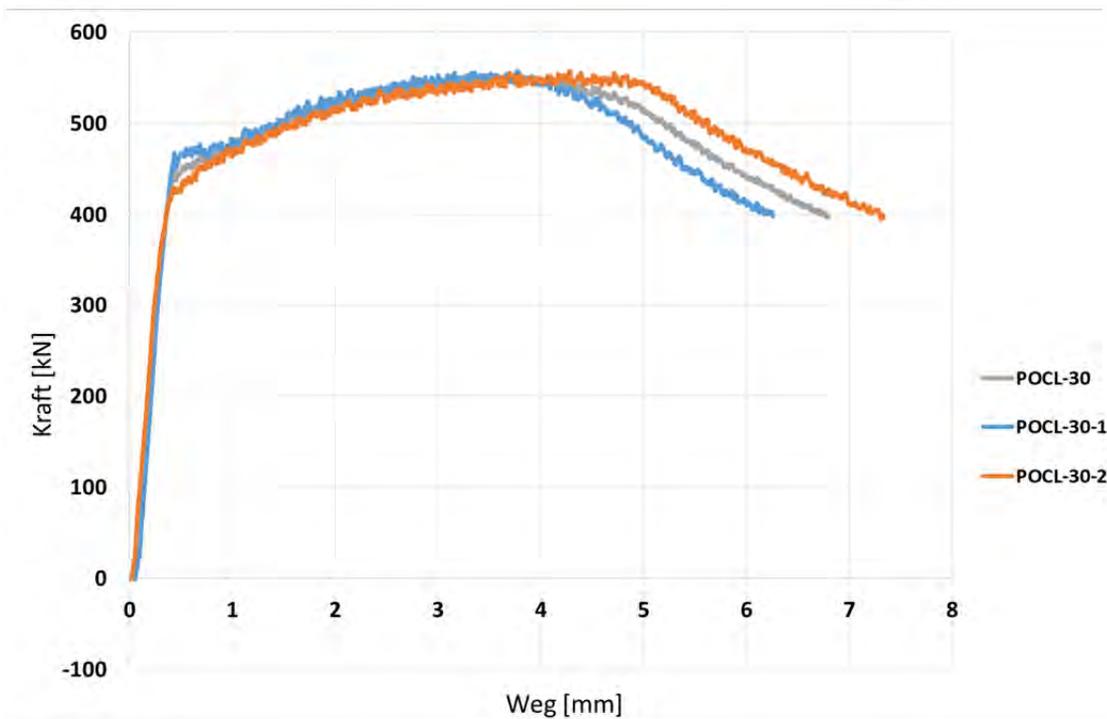
POCL-30

Betoneigenschaften:

Betonsorte	Art der Betonage	Betondicke t_c [mm]	Festigkeit Versuchstag $f_{ck, cube, 150}$ [N/mm ²]	Festigkeit Zylinder 28d $f_{ck, cyl, 28d}$ [N/mm ²]
B5Q	stehend	60	179,50	149,30
Bewehrung	Stahlfasergehalt [%]	E-Modul [N/mm ²]	Biegezugfestigkeit [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_{ct} [N/mm ²]
ohne	2,5	49576	23,91	6,74

Stahleigenschaften:

Stahlgüte	Stahldicke t_w [mm]	Festigkeit f_y [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_u [N/mm ²]
S 235	5	332,00	426,97



Ergebnisse:

Name des Prüfkörpers	Maximallast F_{max} [kN]	Weg bei max. Last W_{max} [mm]	Duktilität δ_{uk} [mm]
POCL-30-1	557,36	3,77	4,31
POCL-30-2	557,79	4,28	4,96

Versuchsdurchführung:

zyklische Vorbelastung	Belastungsgeschwindigkeit [mm/min]	Versagensart
ja	0,10	Stahl (kombiniert)

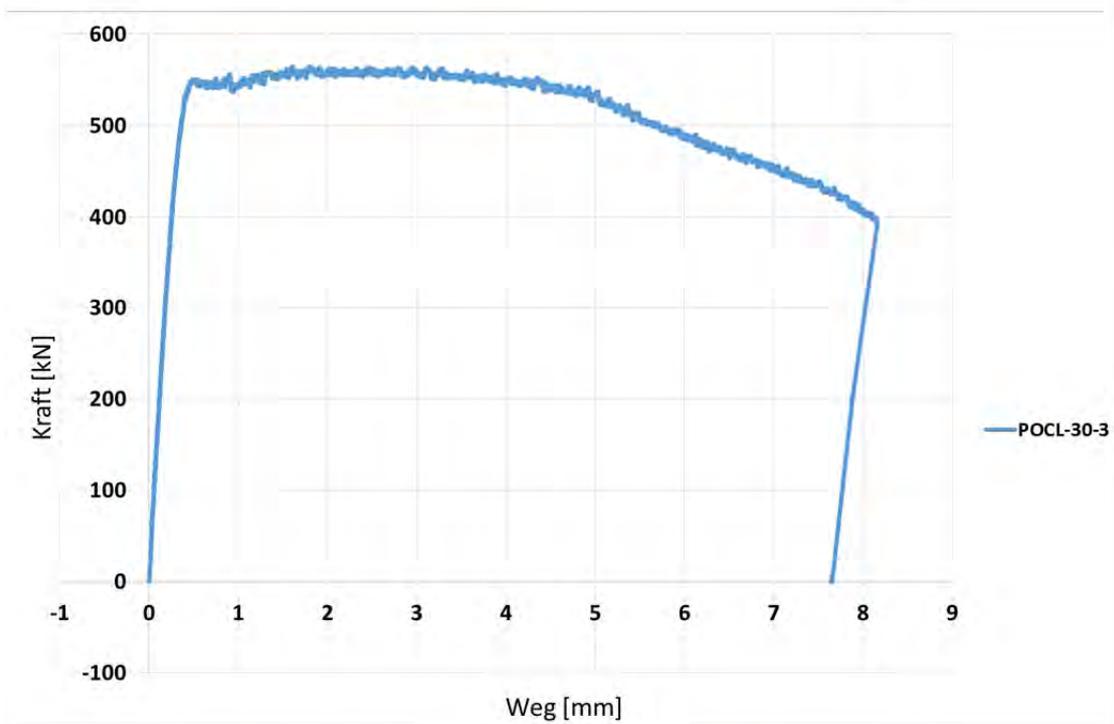
POCL-30-3

Betoneigenschaften:

Betonsorte	Art der Betonage	Betondicke t_c [mm]	Festigkeit Versuchstag $f_{ck,cube,150}$ [N/mm ²]	Festigkeit Zylinder 28d $f_{ck,cyl,28d}$ [N/mm ²]
B5Q	stehend	60	179,50	149,30
Bewehrung	Stahlfasergehalt [%]	E-Modul [N/mm ²]	Biegezugfestigkeit [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_{ct} [N/mm ²]
ohne	2,5	49576	23,91	6,74

Stahleigenschaften:

Stahlgüte	Stahldicke t_w [mm]	Festigkeit f_y [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_u [N/mm ²]
S 235	5	332,00	426,97



Ergebnisse:

Name des Prüfkörpers	Maximallast F_{max} [kN]	Weg bei max. Last w_{max} [mm]	Duktilität δ_{uk} [mm]
POCL-30-3	563,55	1,61	4,88

Versuchsdurchführung:

zyklische Vorbelastung	Belastungsgeschwindigkeit [mm/min]	Versagensart
nein	0,10	Stahl (kombiniert)

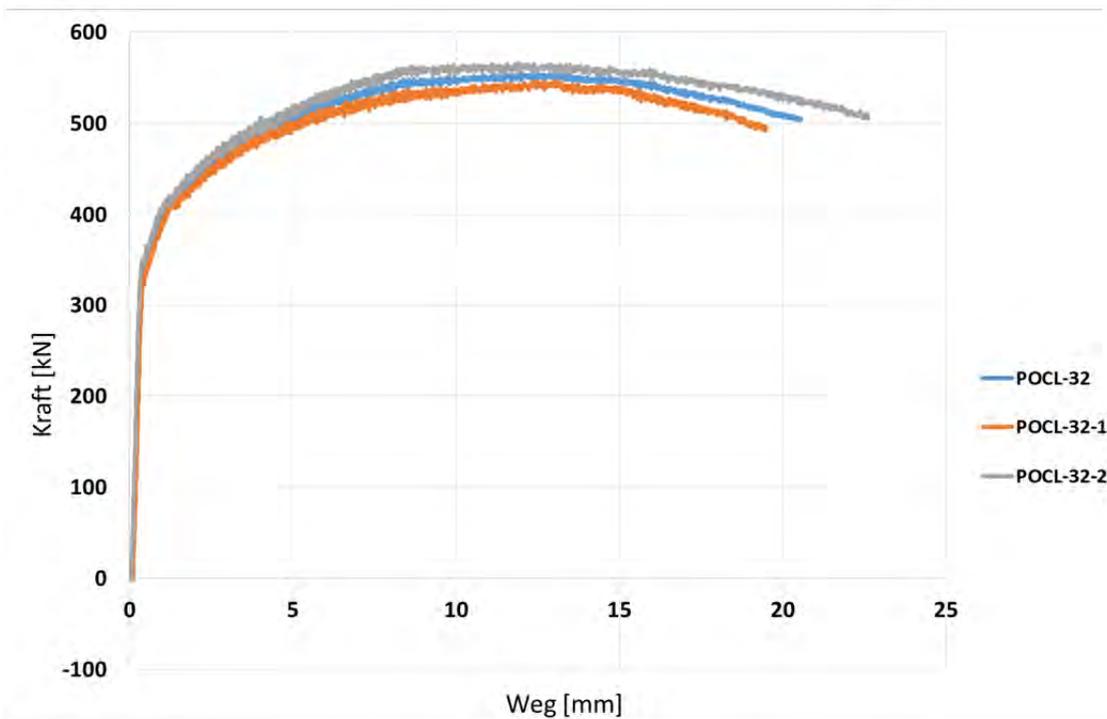
POCL-32

Betoneigenschaften:

Betonsorte	Art der Betonage	Betondicke t_c [mm]	Festigkeit Versuchstag $f_{ck,cube,150}$ [N/mm ²]	Festigkeit Zylinder 28d $f_{ck,cyl,28d}$ [N/mm ²]
B5Q	stehend	60	176,90	161,00
Bewehrung	Stahlfasergehalt [%]	E-Modul [N/mm ²]	Biegezugfestigkeit [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_{ct} [N/mm ²]
mit	2,5	50745,66	30,70	7,74

Stahleigenschaften:

Stahlgüte	Stahldicke t_w [mm]	Festigkeit f_y [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_u [N/mm ²]
S 235	5	280,00	347,07



Ergebnisse:

Name des Prüfkörpers	Maximallast F_{max} [kN]	Weg bei max. Last W_{max} [mm]	Duktilität δ_{uk} [mm]
POCL-32-1	546,49	13,05	17,53
POCL-32-2	565,97	11,88	20,14

Versuchsdurchführung:

zyklische Vorbelastung	Belastungsgeschwindigkeit [mm/min]	Versagensart
ja	0,20	Stahl

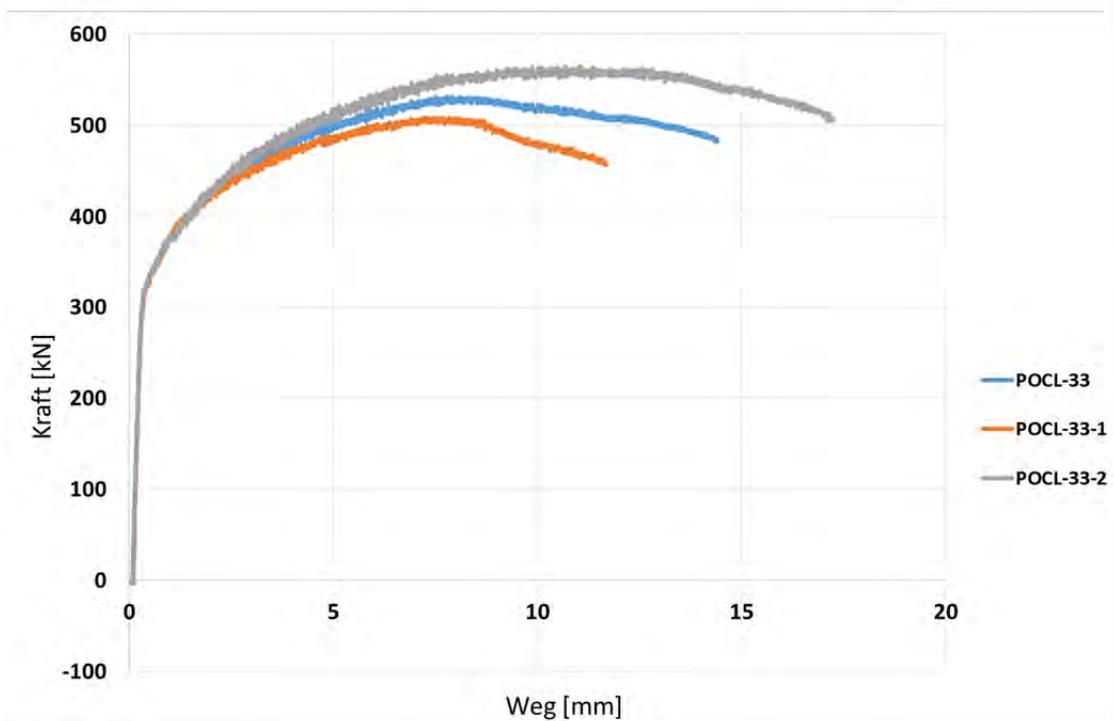
POCL-33

Betoneigenschaften:

Betonsorte	Art der Betonage	Betondicke t_c [mm]	Festigkeit Versuchstag $f_{ck,cube,150}$ [N/mm ²]	Festigkeit Zylinder 28d $f_{ck,cyl,28d}$ [N/mm ²]
B5Q	stehend	60	182,60	161,00
Bewehrung	Stahlfasergehalt [%]	E-Modul [N/mm ²]	Biegezugfestigkeit [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_{ct} [N/mm ²]
ohne	2,5	50745,66	30,70	7,74

Stahleigenschaften:

Stahlgüte	Stahldicke t_w [mm]	Festigkeit f_y [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_u [N/mm ²]
S 235	5	280,00	347,07



Ergebnisse:

Name des Prüfkörpers	Maximallast F_{max} [kN]	Weg bei max. Last w_{max} [mm]	Duktilität δ_{uk} [mm]
POCL-33-1	508,64	7,29	10,48
POCL-33-2	565,07	11,03	15,43

Versuchsdurchführung:

zyklische Vorbelastung	Belastungsgeschwindigkeit [mm/min]	Versagensart
ja	0,20	Stahl

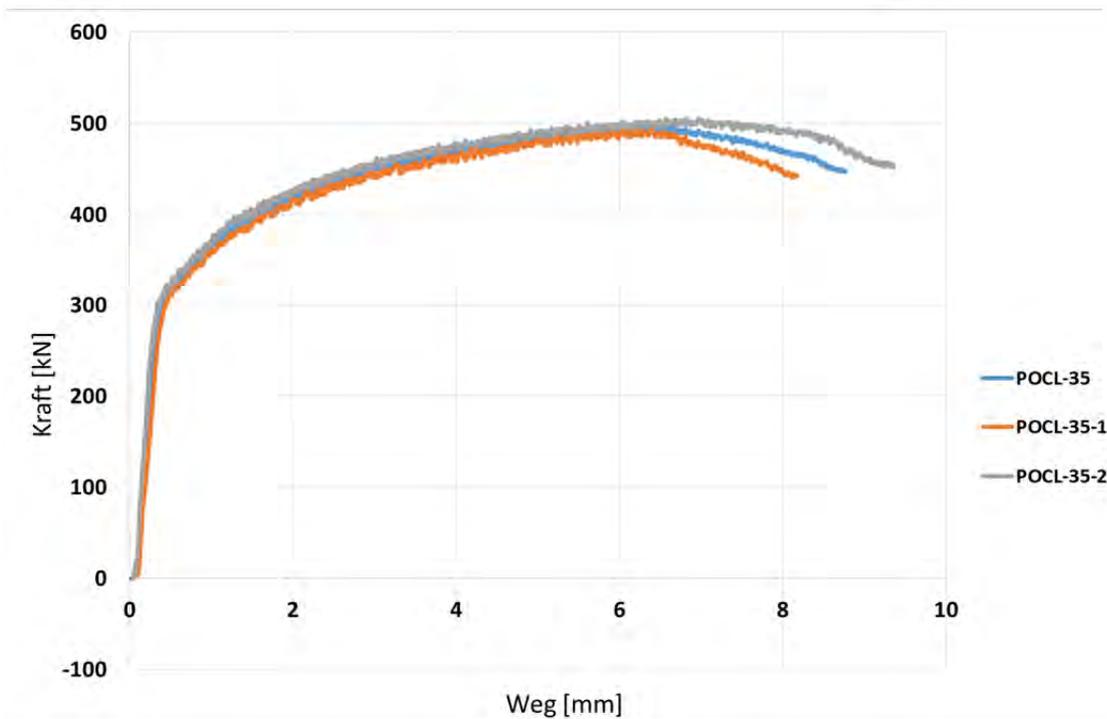
POCL-35

Betoneigenschaften:

Betonsorte	Art der Betonage	Betondicke t_c [mm]	Festigkeit Versuchstag $f_{ck,cube,150}$ [N/mm ²]	Festigkeit Zylinder 28d $f_{ck,cyl,28d}$ [N/mm ²]
B5Q	stehend	40	182,60	161,00
Bewehrung	Stahlfasergehalt [%]	E-Modul [N/mm ²]	Biegezugfestigkeit [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_{ct} [N/mm ²]
ohne	2,5	50745,66	30,70	7,74

Stahleigenschaften:

Stahlgüte	Stahldicke t_w [mm]	Festigkeit f_y [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_u [N/mm ²]
S 235	5	280,00	347,07



Ergebnisse:

Name des Prüfkörpers	Maximallast F_{max} [kN]	Weg bei max. Last W_{max} [mm]	Duktilität δ_{uk} [mm]
POCL-35-1	494,40	6,03	7,23
POCL-35-2	505,62	6,97	8,30

Versuchsdurchführung:

zyklische Vorbelastung	Belastungsgeschwindigkeit [mm/min]	Versagensart
ja	0,20	Stahl

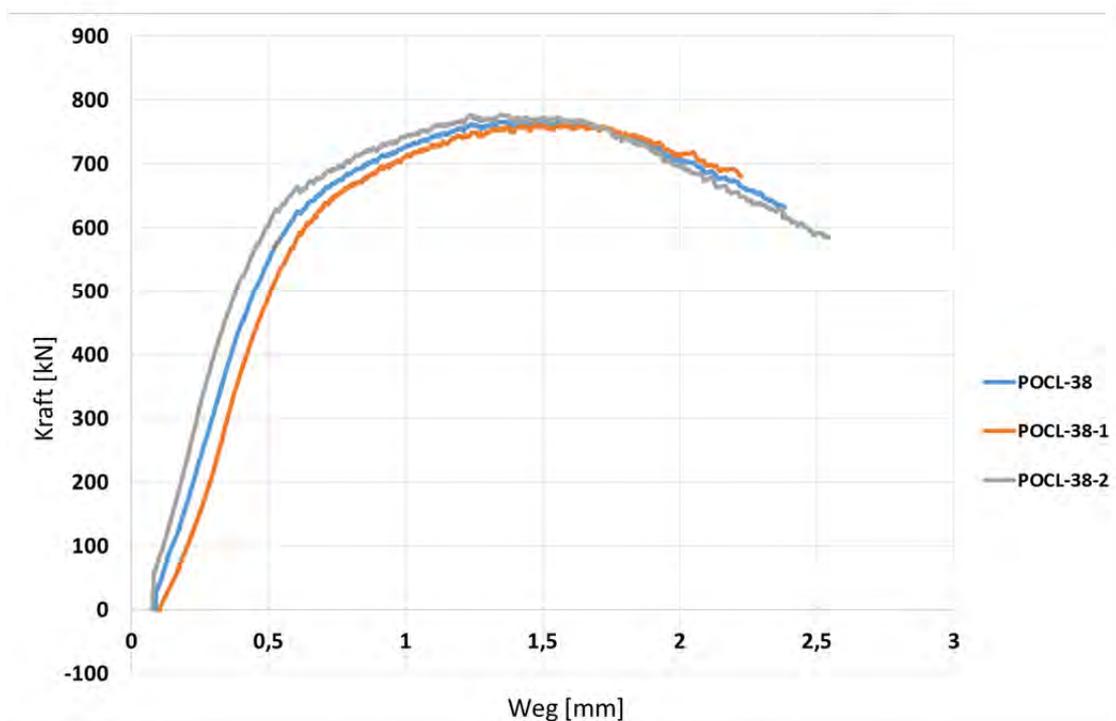
POCL-38

Betoneigenschaften:

Betonsorte	Art der Betonage	Betondicke t_c [mm]	Festigkeit Versuchstag $f_{ck,cube,150}$ [N/mm ²]	Festigkeit Zylinder 28d $f_{ck,cyl,28d}$ [N/mm ²]
B5Q	stehend	40	189,17	170,13
Bewehrung	Stahlfasergehalt [%]	E-Modul [N/mm ²]	Biegezugfestigkeit [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_{ct} [N/mm ²]
ohne	2,5	50184	38,57	8,91

Stahleigenschaften:

Stahlgüte	Stahldicke t_w [mm]	Festigkeit f_y [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_u [N/mm ²]
S 235	10	298,00	368,90



Ergebnisse:

Name des Prüfkörpers	Maximallast F_{max} [kN]	Weg bei max. Last w_{max} [mm]	Duktilität δ_{uk} [mm]
POCL-38-1	763,22	1,47	1,99
POCL-38-2	777,32	1,35	1,78

Versuchsdurchführung:

zyklische Vorbelastung	Belastungsgeschwindigkeit [mm/min]	Versagensart
ja	0,10	kombiniert

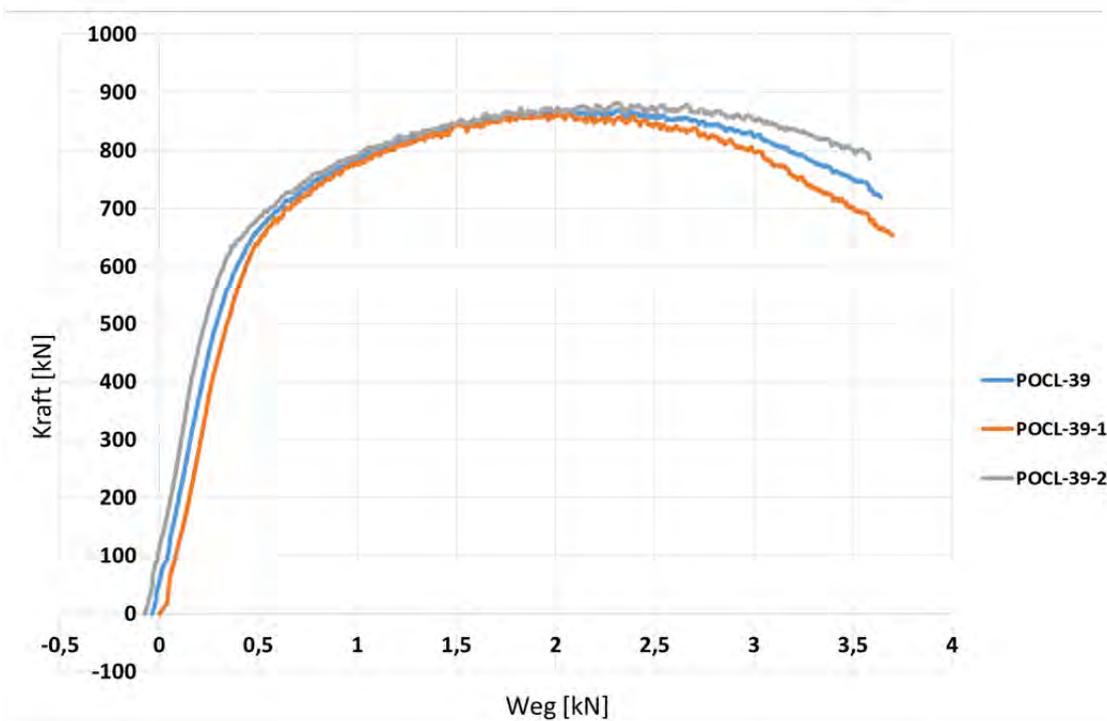
POCL-39

Betoneigenschaften:

Betonsorte	Art der Betonage	Betondicke t_c [mm]	Festigkeit Versuchstag $f_{ck,cube,150}$ [N/mm ²]	Festigkeit Zylinder 28d $f_{ck,cyl,28d}$ [N/mm ²]
B5Q	stehend	60	189,17	170,13
Bewehrung	Stahlfasergehalt [%]	E-Modul [N/mm ²]	Biegezugfestigkeit [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_{ct} [N/mm ²]
ohne	2,5	50184	38,57	8,91

Stahleigenschaften:

Stahlgüte	Stahldicke t_w [mm]	Festigkeit f_y [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_u [N/mm ²]
S 235	10	298,00	368,90



Ergebnisse:

Name des Prüfkörpers	Maximallast F_{max} [kN]	Weg bei max. Last W_{max} [mm]	Duktilität δ_{uk} [mm]
POCL-39-1	863,81	2,07	2,78
POCL-39-2	881,45	2,30	3,22

Versuchsdurchführung:

zyklische Vorbelastung	Belastungsgeschwindigkeit [mm/min]	Versagensart
ja	0,10	kombiniert

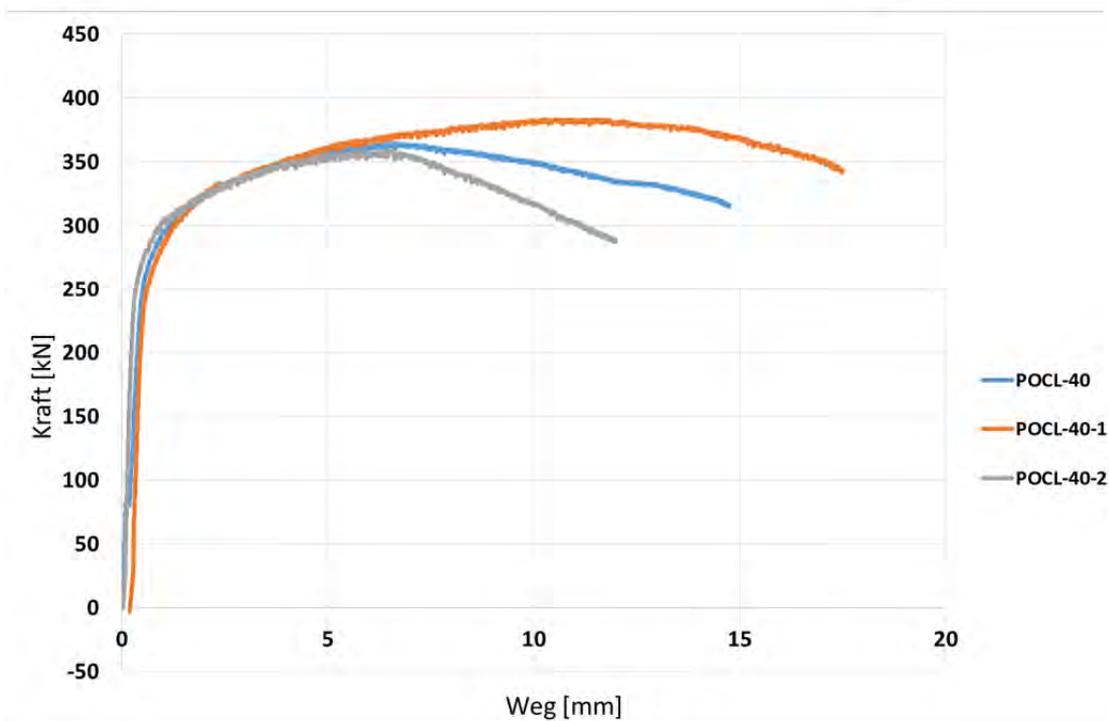
POCL-40

Betoneigenschaften:

Betonsorte	Art der Betonage	Betondicke t_c [mm]	Festigkeit Versuchstag $f_{ck,cube,150}$ [N/mm ²]	Festigkeit Zylinder 28d $f_{ck,cyl,28d}$ [N/mm ²]
B5Q	stehend	40	197,70	170,13
Bewehrung	Stahlfasergehalt [%]	E-Modul [N/mm ²]	Biegezugfestigkeit [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_{ct} [N/mm ²]
ohne	2,5	50184	38,57	8,91

Stahleigenschaften:

Stahlgüte	Stahldicke t_w [mm]	Festigkeit f_y [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_u [N/mm ²]
S 355	3	388 *	450,83



Ergebnisse:

Name des Prüfkörpers	Maximallast F_{max} [kN]	Weg bei max. Last w_{max} [mm]	Duktilität δ_{uk} [mm]
POCL-40-1	383,84	10,32	15,62
POCL-40-2	358,57	6,57	8,61

Versuchsdurchführung:

zyklische Vorbelastung	Belastungsgeschwindigkeit [mm/min]	Versagensart
ja	0,30	Stahl

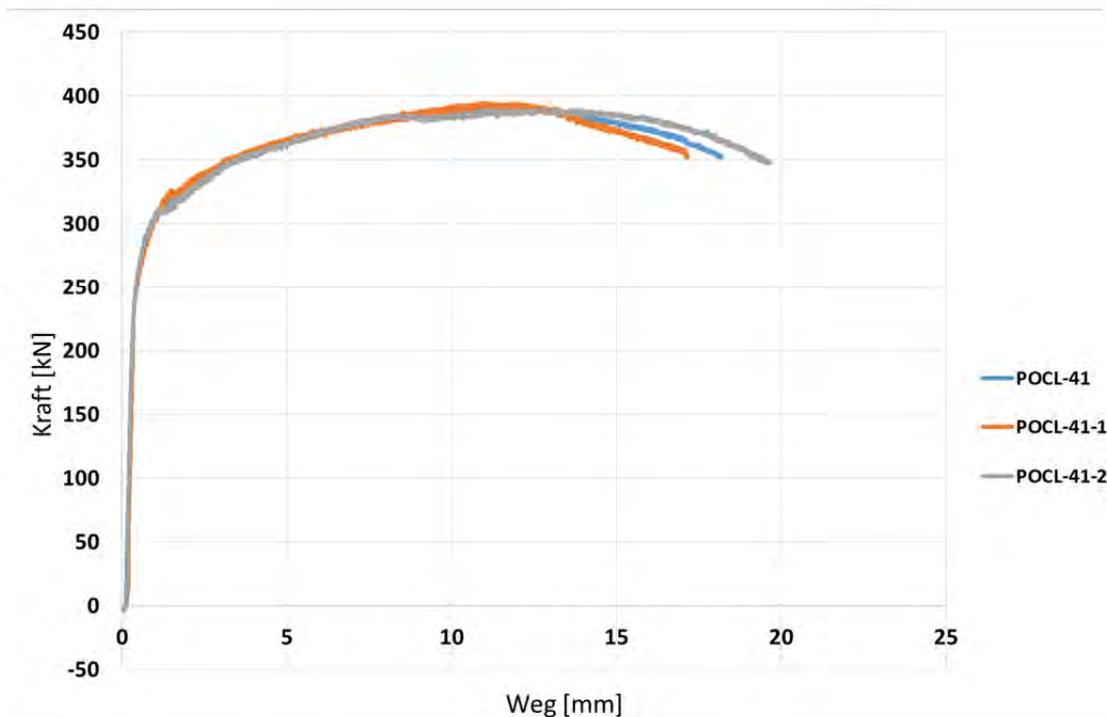
POCL-41

Betoneigenschaften:

Betonsorte	Art der Betonage	Betondicke t_c [mm]	Festigkeit Versuchstag $f_{ck,cube,150}$ [N/mm ²]	Festigkeit Zylinder 28d $f_{ck,cyl,28d}$ [N/mm ²]
B5Q	stehend	60	197,70	170,13
Bewehrung	Stahlfasergehalt [%]	E-Modul [N/mm ²]	Biegezugfestigkeit [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_{ct} [N/mm ²]
ohne	2,5	50184	38,57	8,91

Stahleigenschaften:

Stahlgüte	Stahldicke t_w [mm]	Festigkeit f_y [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_u [N/mm ²]
S 355	3	388 *	450,83



Ergebnisse:

Name des Prüfkörpers	Maximallast F_{max} [kN]	Weg bei max. Last W_{max} [mm]	Duktilität δ_{uk} [mm]
POCL-41-1	394,66	11,05	15,38
POCL-41-2	389,81	12,92	17,41

Versuchsdurchführung:

zyklische Vorbelastung	Belastungsgeschwindigkeit [mm/min]	Versagensart
ja	0,20	Stahl

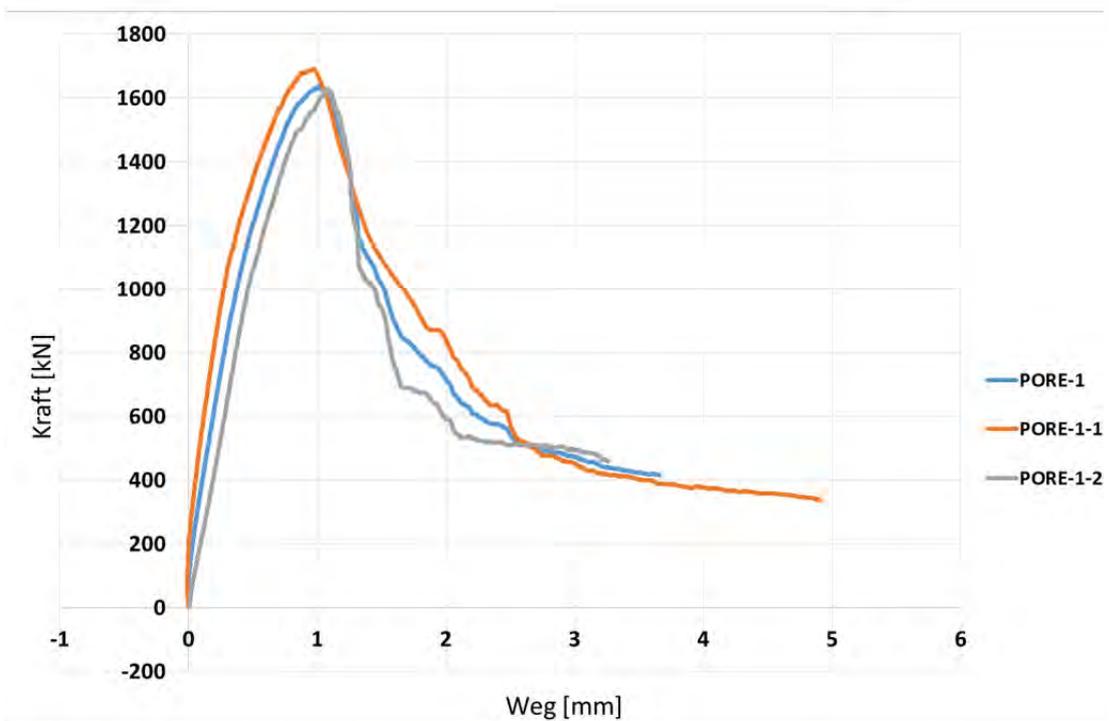
PORE-1

Betoneigenschaften:

Betonsorte	Art der Betonage	Betondicke t_c [mm]	Festigkeit Versuchstag $f_{ck,cube,150}$ [N/mm ²]	Festigkeit Zylinder 28d $f_{ck,cyl,28d}$ [N/mm ²]
B5Q	stehend	60	180,00	154,17
Bewehrung	Stahlfasergehalt [%]	E-Modul [N/mm ²]	Biegezugfestigkeit [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_{ct} [N/mm ²]
ohne	2,5	53182	33,81	6,49

Stahleigenschaften:

Stahlgüte	Stahldicke t_w [mm]	Festigkeit f_y [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_u [N/mm ²]
S 355	10	363,00	526,95



Ergebnisse:

Name des Prüfkörpers	Maximallast F_{max} [kN]	Weg bei max. Last w_{max} [mm]	Duktilität δ_{uk} [mm]
PORE_1-1	1690,08	0,97	1,02
PORE_1-2	1628,51	1,09	1,09

Versuchsdurchführung:

zyklische Vorbelastung	Belastungsgeschwindigkeit [mm/min]	Versagensart
nein	0,60	Beton (Schub)

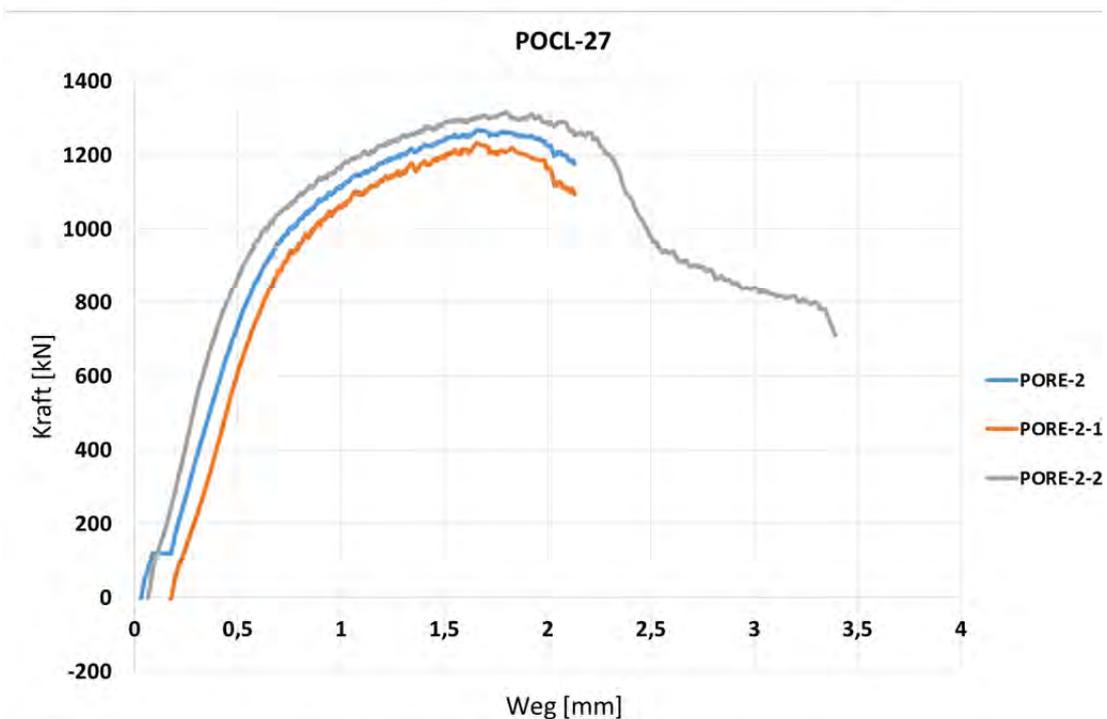
PORE-2

Betoneigenschaften:

Betonsorte	Art der Betonage	Betondicke t_c [mm]	Festigkeit Versuchstag $f_{ck, cube, 150}$ [N/mm ²]	Festigkeit Zylinder 28d $f_{ck, cyl, 28d}$ [N/mm ²]
B5Q	stehend	60	169,33	145,57
Bewehrung	Stahlfasergehalt [%]	E-Modul [N/mm ²]	Biegezugfestigkeit [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_{ct} [N/mm ²]
ohne	2,5	49896	23,32	7,51

Stahleigenschaften:

Stahlgüte	Stahldicke t_w [mm]	Festigkeit f_y [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_u [N/mm ²]
S 355	10	363,00	526,95



Ergebnisse:

Name des Prüfkörpers	Maximallast F_{max} [kN]	Weg bei max. Last W_{max} [mm]	Duktilität δ_{uk} [mm]
PORE 2-1	1233,12	1,66	1,88
PORE 2-2	1315,92	1,80	2,09

Versuchsdurchführung:

zyklische Vorbelastung	Belastungsgeschwindigkeit [mm/min]	Versagensart
ja	0,10	Beton (Schub)