

F 3053

Oliver Fischer, Sebastian Gehrlein, Thomas Lechner Martin Mensinger, Josef Ndogmo, Günter Seidl

Entwicklung ressourcenschonender, modularer Betonkonstruktionen aus Ultrahochleistungsbeton (UHPC)

Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung im Bundesamt für Bauwasen und Raumorhung

Fraunhofer IRB Verlag

F 3053

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

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

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

© by Fraunhofer IRB Verlag

2017

ISBN 978-3-7388-0074-6

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

Fraunhofer IRB Verlag Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69 70504 Stuttgart

Nobelstraße 12 70569 Stuttgart

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

E-Mail irb@irb.fraunhofer.de

www.baufachinformation.de

www.irb.fraunhofer.de/bauforschung

Lehrstuhl für Massivbau Ingenieurfakultät Bau Geo Umwelt Technische Universität München

Abschlussbericht

Entwicklung ressourcenschonender, modularer Betonkonstruktionen aus Ultrahochleistungsbeton (UHPC)

Prof. Dr.-Ing. Oliver Fischer Sebastian Gehrlein, M.sc. Dipl.-Ing. Thomas Lechner Prof. Dr.-Ing. Martin Mensinger Dr.-Ing. Josef Ndogmo Dr.-Ing. Günter Seidl

München, den 30.09.2016

Der Forschungsbericht wurde mit Mitteln der Forschungsinitiative Zukunft Bau des Bundesinstitutes für Bau-, Stadt- und Raumforschung gefördert.

(Aktenzeichen: SWD 10.08.18.7-14.06) Die Verantwortung für den Inhalt des Berichts liegt bei den Autoren.

INHALT

| 1 | Einle | eitung9 | | |
|--------------------|-----------------|---|----|--|
| | 1.1 | Vorbemerkung | | |
| | 1.2 | Motivation | 9 | |
| | 1.3 | Methodik | 11 | |
| 2 | Stan | nd der Technik | 13 | |
| | 2.1 | Ultra-hochfester Beton | 13 | |
| | 2.1.1 | 1 Allgemeines | 13 | |
| | 2.1.2 | 2 Nachhaltigkeit und Wirtschaftlichkeit der verwendeten UHPC-Mischung | 15 | |
| | 2.2 | Verbunddübelleisten | 18 | |
| | 2.3 | Dünnwandige Konstruktionselemente aus UHPC | 19 | |
| | 2.3.1 | 1 Allgemeines | 19 | |
| | 2.3.2 | 2 Ergebnisse der Push-Out-Versuche | 21 | |
| | 2.4 | Verbundträger | 23 | |
| | 2.4.1 | 1 Konventionelle Verbundträger | 23 | |
| | 2.4.2 | 2 Verbundträger mit externer Bewehrung | 26 | |
| | 2.4.3 | 3 Verbundträger mit Verbunddübelleisten und UHPC | 26 | |
| 2.5 Verbundstützen | | Verbundstützen | 28 | |
| | 2.5.1 | 1 Allgemeines | 28 | |
| | 2.5.2 | 2 Versuche zu Verbundstützen | 29 | |
| 3 | Anfo | orderungen an modulare Konstruktionen aus UHPC | 34 | |
| | 3.1 | Anwendungsgebiete der modularen Bauweise | 34 | |
| | 3.2 | Anforderungen an die Anwendung modularer Bauweisen im Hochbau | 35 | |
| 4 | Unte | ersuchungen zu filigranen UHPC-Verbundträger | 37 | |
| | 4.1 Allgemeines | | 37 | |
| | 4.2 | Versuchsprogramm und Messtechnik | 37 | |
| | 4.2.1 | 1 Querschnitte | 40 | |
| | 4.2.2 | 2 Bewehrung | 40 | |
| | 4.2.3 | 3 Herstellung | 41 | |
| | 4.3 | Messtechnik und Versuchsdurchführung | 42 | |
| | 4.3.1 | 1 Versuchsaufbau | 42 | |
| | 4.3.2 | 2 Messtechnik | 43 | |
| | 4.4 | Ergebnisse | 45 | |

| | | 1 1 | - | l'Iberoicht | 15 |
|---|----|-----|--------|---|------|
| | | 4.4 | . 1 | | . 45 |
| | | 4.4 | .2 | Kraft-Durchbiegung | . 46 |
| | | 4.4 | .3 | Rissbilder der Versuchstrager | . 47 |
| | | 4.4 | .4 | Zusammenfassung | . 48 |
| | 4. | .5 | Nun | nerische Untersuchungen | . 48 |
| | | 4.5 | .1 | Allgemeines | . 48 |
| | | 4.5 | .2 | Modellbildung | . 48 |
| | | 4.5 | .3 | Ergebnisse | . 50 |
| 5 | | Unt | ersuc | hungen zu schlanken UHPC-Verbundstützen | . 53 |
| | 5. | .1 | Allge | emeines | . 53 |
| | 5. | .2 | Vers | suchsprogramm und Messtechnik | . 55 |
| | | 5.2 | .1 | Verwendete Klothoidenleisten | . 56 |
| | | 5.2 | .2 | Bewehrung | . 57 |
| | | 5.2 | .3 | Herstellung | . 57 |
| | 5. | .3 | Mes | stechnik und Versuchsdurchführung | . 58 |
| | | 5.3 | .1 | Versuchsaufbau | . 58 |
| | | 5.3 | .2 | Messtechnik | . 60 |
| | 5. | .4 | Erge | ebnisse | . 63 |
| | | 5.4 | .1 | Übersicht | . 63 |
| | | 5.4 | .2 | Versuchskurven | . 64 |
| | | 5.4 | .3 | Versagensarten | . 67 |
| | | 5.4 | .4 | Zusammenfassung | . 68 |
| | 5. | .5 | Nun | nerische Untersuchungen | . 69 |
| | | 5.5 | .1 | Allgemeines | . 69 |
| | | 5.5 | .2 | Modellbildung | . 69 |
| | | 5.5 | .3 | Ergebnisse | . 71 |
| | 5. | .6 | Anw | endbarkeit des vereinfachten Bemessungsverfahren nach DIN-EN-1994-1-1 | . 75 |
| | | 5.6 | .1 | Allgemeines und Anwendungsgrenzen | . 75 |
| | | 5.6 | .2 | Ergebnisse der Nachrechnung | . 75 |
| 6 | | Ans | schlus | s an Verbunddeckensysteme | . 78 |
| | 6. | .1 | Verb | - bunddeckensysteme | . 78 |
| | | 6.1 | .1 | Arch Deck: Trapezblechbogen-Verbunddecke | . 78 |
| | | 6.1 | .2 | COFRASTRA - Verbunddeckensysteme | . 79 |
| | | 6.1 | .3 | HOLORIB/SUPERHOLORIB - Verbunddecken | . 79 |
| | | | | | - |

| | 6.1. | 4 | Slim-Floor-Deckensystem | 80 |
|---|---|---|--|-----|
| 6 | 6.2 | Anso | chlüsse | 81 |
| | 6.2. | 1 | Anschlüsse an Stützen | 81 |
| | 6.2. | 2 | Anschlüsse an Träger | 83 |
| | 6.2. | 3 | Anschlüsse an Wänden | 83 |
| 7 | Entv | wicklu | ung des modularen Systems | |
| 7 | ' .1 | Stüt | zen | |
| 7 | ' .2 | Dec | kensystem 1 | 88 |
| | 7.2. | 1 | Hauptträger | 89 |
| | 7.2. | 2 | Elementdeckensystem in Negativlage | 90 |
| 7 | 7.3 | Dec | kensystem 2 mit Positivlage | |
| 8 | Zus | amme | enfassung und Ausblick | 93 |
| Lite | eratur | verzei | ichnis | |
| Anł | hang / | ۹: | Verbundträger | 100 |
| A.1 | Ν | lateria | aleigenschaften | 100 |
| A.2 | R | issbil | der | 101 |
| A.3 | D | etaile | ergebnisse der einzelnen Verbundträgerversuche | 102 |
| Anhang B: V | | В: | Verbundstützen | 114 |
| B.1 Material | | lateria | aleigenschaften | 114 |
| B.2 | Т | atsäc | hliche Stützenabmessungen | 117 |
| B.3 Detailergebnisse der einzelnen Verbundstützenversuche | | ergebnisse der einzelnen Verbundstützenversuche | 119 | |
| B.4 | .4 Bemessung der Verbundstützen nach Eurocode 4 [2] | | | 143 |

Tabellenverzeichnis

| TABELLE 2.1: | ZUSAMMENSETZUNG DER VERWENDETEN UHPC-MISCHUNG B5Q | . 15 |
|--------------|--|------|
| TABELLE 2.2: | Vergleich der zur Herstellung eines Kubikmeters notwendigen Energiemenge zwischen UHPC und | |
| | NORMALBETON C 40/50 [9], [10], [11] | . 16 |
| TABELLE 2.3: | VERSCHIEDENE ARTEN VON VERBUNDSTÜTZEN NACH DIN EN 1994-1-1 [2] | . 28 |
| TABELLE 4.1: | VERSUCHSMATRIX MIT ABMESSUNGEN UND BETONART SOWIE BEWEHRUNG | . 39 |
| TABELLE 4.2: | ÜBERBLICK DER VERSUCHSERGEBNISSE UND VERSAGENSMECHANISMEN DER TRÄGER | . 45 |
| TABELLE 4.3: | VERGLEICH DER NUMERISCHEN MAXIMALLASTEN MIT DEN HÖCHSTLASTEN AUS DEN VERSUCHEN | . 52 |
| TABELLE 5.1: | Verbundstützen - Versuchsmatrix | . 55 |
| TABELLE 5.2: | ÜBERBLICK ÜBER DIE ERGEBNISSE UND VERSAGENSMECHANISMEN DER VERBUNDSTÜTZENVERSUCHE | . 63 |
| TABELLE 5.3: | Vergleich der Versuchsergebnisse mit der FE-Berechnung hinsichtlich Mittenverformung und | |
| | MAXIMALLAST | . 72 |

Abbildungsverzeichnis

| Abbildung 1.1: | Modulares Leichtbau-System aus UHPC-Elementen (Wände und Balken mittig geschnitten | |
|-----------------|--|------|
| | DARGESTELLT) | 10 |
| ABBILDUNG 2.1: | Vergleich typischer Spannungs-Dehnungs-Linien für normal-, hoch und ultra-hochfeste Bet | ONE |
| | [4] | 14 |
| ABBILDUNG 2.2: | Verschiedene Formen der kontinuierlichen Verbundmittel - Perfobondleiste (links), Puzzlelei | STE |
| | (Mitte) und Klothoidenleiste (rechts) | 18 |
| Abbildung 2.3: | GEOMETRIE UND ABMESSUNGEN DER PUSH-OUT-VERSUCHSKÖPER [1] | 19 |
| Abbildung 2.4: | Push-Out-Versuchskörper mit konventioneller (links) und optischer (rechts) Messtechnik | 20 |
| Abbildung 2.5: | LAST-VERFORMUNGSKURVE DER PUSH-OUT-KÖRPER, STAHLGÜTE S355 [1] | 21 |
| Abbildung 2.6: | Vergleich der ermittelten Tragfähigkeit $P_{_{EXP}}$ mit den Werten der Zulassung $P_{_{PL,K}}[1]$ | 22 |
| ABBILDUNG 2.7: | Plastische Spannungsversteilung bei Vollverdübelung [2] | 24 |
| Abbildung 2.8: | Plastische Spannungsversteilung bei Teilverdübelung [2] | 24 |
| Abbildung 2.9: | Teilverbunddiagramm [2] | 25 |
| Abbildung 2.10: | PRINZIPSKIZZE UND FOTO EINES VERBUNDTRÄGERS MIT EXTERNER BEWEHRUNG UND VERBUNDDÜBELLEIST | EN |
| | [19] | 26 |
| ABBILDUNG 2.11: | Unterscheidung verschiedener Verbundträgertypen: klassischer (links) und obergurtloser | |
| | (rechts) Verbundträger | 27 |
| ABBILDUNG 2.12: | VERSUCHSAUFBAU DER HOHLPROFIL-VERBUNDSTÜTZEN MIT EINSTELLPROFIL | 30 |
| ABBILDUNG 2.13: | VERSUCHSAUFBAU DER GEDRUNGENEN EXZENTRISCH BELASTETEN STÜTZEN [23] | 31 |
| ABBILDUNG 2.14: | VERSUCHSAUFBAU DER EXZENTRISCH BELASTETEN, SCHLANKEN STÜTZEN [23] | 31 |
| ABBILDUNG 2.15: | Versuchsaufbau und verwendete Messtechnik der von Held durchgeführten | |
| | Verbundstützenversuche [25] | 32 |
| ABBILDUNG 2.16: | Versuchsaufbau der Push-Out-Versuche (links) und der Pull-Out-Versuche (rechts) [26] | 33 |
| ABBILDUNG 2.17: | Versuchsaufbau der Kompressionsversuche [26] | 33 |
| ABBILDUNG 4.1: | Prinzipdarstellung der Plattenbalken mit 48 cm Höhe | 38 |
| ABBILDUNG 4.2: | PRINZIPDARSTELLUNG DER PLATTENBALKEN MIT 48 CM HÖHE (STEG IN MITTE GESCHNITTEN) [30] | 38 |
| ABBILDUNG 4.3: | QUERSCHNITTE FÜR PLATTENBALKEN MIT 32 UND 48 CM HÖHE UND 6 CM STEGDICKE | 40 |
| ABBILDUNG 4.4: | QUERSCHNITT FÜR PLATTENBALKEN MIT 32 CM HÖHE UND 4 CM STEGDICKE (PB-30-3-2) | 40 |
| ABBILDUNG 4.5: | Bewehrung für Plattenbalken mit 48 cm Höhe in der Ansicht [30] | 40 |
| ABBILDUNG 4.6: | Bewehrung für Plattenbalken mit 48 cm Höhe im Schnitt [30] | 41 |
| ABBILDUNG 4.7: | BETONAGE EINES PLATTENBALKENS IM LABOR DER TUM | 41 |
| ABBILDUNG 4.8: | ÜBERSICHT VERSUCHSAUFBAU MIT ZYLINDER, TRAVERSE, VERSUCHSTRÄGER UND AUFLAGERUNG | 42 |
| ABBILDUNG 4.9: | ÜBERSICHT DES VERSUCHSAUFBAUS MIT SCHLUPF- UND DURCHBIEGUNGSMESSUNG | 42 |
| Abbildung 4.10: | Querschnitt PB-30-3-2 NACH DEM BETONIEREN | 43 |
| ABBILDUNG 4.11: | Gesamtansicht der DMS auf den Verbunddübeln | 43 |
| ABBILDUNG 4.12: | Detailansicht der Lage der DMS auf den Dübeln | 44 |
| ABBILDUNG 4.13: | SCHLUPFMESSUNG ZWISCHEN STAHL UND UHPC-STEG [30] | 44 |
| ABBILDUNG 4.14: | Messung der vertikalen Verschiebung des Verbundträgers und der Auflagerverdrehung [30] | . 45 |
| Abbildung 4.15: | LAST-MITTENDURCHBIEGUNGSKURVEN ALLER VERBUNDTRÄGERVERSUCHE | 46 |
| Abbildung 4.16: | RISSBILDUNG NACH VERSUCHSABSCHLUSS BEIM VERSUCHSKÖRPER PB-30-3-1 (VORDERSEITE) | 47 |
| ABBILDUNG 4.17: | RISSBILDUNG NACH VERSUCHSABSCHLUSS BEIM VERSUCHSKÖRPER PB-30-3-1 (RÜCKSEITE) | 47 |
| Abbildung 4.18: | Aufbau des FE-Modells der Verbundträger und Kontaktbereiche (Ausnutzung der Symmetrie |) 49 |

| Abbildung 4.19: | Bewehrungsführung im FE-Modell | 49 |
|-----------------|---|------|
| ABBILDUNG 4.20: | Vergleich der Rissbildung im Versuch mit den Betonzugschädigungen (Risse) aus der FE- | |
| | SIMULATION FÜR DEN VERSUCHSKÖRPER PB-46-3-1 | 50 |
| ABBILDUNG 4.21: | Darstellung der Spannungen (oben) und der plastischen Dehnungen (unten) für Versuchsköf | RPER |
| | PB-30-3-1 bei der Maximallast | 51 |
| ABBILDUNG 4.22: | Detailbereich für den Versuchskörper PB-30-3-1 mit Betonschädigungen und deformierten | |
| | Stahldübeln | 51 |
| ABBILDUNG 5.1: | Ansicht, Schnitt und schematischer Versuchsaufbau der Versuche zur Untersuchung von | |
| | schlanken UHPC-Verbundstützen | 53 |
| ABBILDUNG 5.2: | VERSCHIEDENE QUERSCHNITTSVARIANTEN DER VERSUCHE ZUR UNTERSUCHUNG VON SCHLANKEN UHPC- | |
| | Verbundstützen | 54 |
| ABBILDUNG 5.3: | SCHEMATISCHE DARSTELLUNG UND GEOMETRIE DER EINGESETZTEN VERBUNDDÜBELLEISTEN [14] | 56 |
| ABBILDUNG 5.4: | BEWEHRUNG FÜR UHPC STÜTZE MIT STABSTAHLBEWEHRUNG | 57 |
| ABBILDUNG 5.5: | Schalung vor (links) und nach der Betonage (mittig) sowie ausgeschalte Verbundstütze (rech | HTS) |
| | | 58 |
| Abbildung 5.6: | TATSÄCHLICHE (LINKS) UND SCHEMATISCHE (RECHTS) DARSTELLUNG DES VERSUCHSAUFBAUS | 59 |
| ABBILDUNG 5.7: | TATSÄCHLICHE (LINKS) UND SCHEMATISCHE (RECHTS) DARSTELLUNG DER GELENKIGEN LAGERKONSTRUKTIO | n 60 |
| Abbildung 5.8: | Schematische Darstellung der genauen Position und Ausrichtung der induktiven Weg- | |
| | AUFNEHMER (LINKS) SOWIE AUSSCHNITT DES TATSÄCHLICHEN AUFBAUS IM VERSUCH (RECHTS) | 61 |
| Abbildung 5.9: | Positionierung und Bezeichnung der DMS auf den Stahldübeln | 61 |
| Abbildung 5.10: | AUF STAHLLEISTE UND BETONOBERFLÄCHE APPLIZIERTE OPTISCHE MESSFASER | 62 |
| Abbildung 5.11: | Exemplarische Versagensbilder der Zug- (links) und Druckzone (rechts) der | |
| | VERBUNDSTÜTZENVERSUCHE ANHAND VERSUCHSKÖRPER VS-5-1 | 64 |
| ABBILDUNG 5.12: | VERGLEICH DER VERSUCHSERGEBNISSE HINSICHTLICH DER VERTIKALEN VERFORMUNG | 65 |
| Abbildung 5.13: | Vergleich der Versuchsergebnisse hinsichtlich der horizontalen Verformung in Stützenmitte | . 66 |
| Abbildung 5.14: | Duktiles Versagen bei VS-5-4 (Links) und sprödes Pull-Out-Versagen bei VS-HPC-1 (rechts) | 67 |
| Abbildung 5.15: | Darstellung der Symmetrieebenen im Querschnitt | 69 |
| Abbildung 5.16: | Vernetzung des FE-Modells der Verbundstützen | 70 |
| Abbildung 5.17: | Modellierung des Kontakts zwischen UHPC und Klothoidenleisten | 71 |
| Abbildung 5.18: | Exemplarischer Vergleich der Versuchsergebnisse mit den FE-Berechnungen anhand der | |
| | Versuchskörper VS-5-1 und VS-3-1 | 71 |
| Abbildung 5.19: | Stahlspannungen am Stützenkopf von Versuchskörper VS-5-1 bei circa 75% der Maximallast | . 73 |
| Abbildung 5.20: | STAHLSPANNUNGEN IN STÜTZENMITTE ZUM ZEITPUNKT DER MAXIMALLAST BEI VERSUCHSKÖRPER VS-5-1 | 74 |
| Abbildung 5.21: | STAHLSPANNUNGEN IN STÜTZENMITTE ZUM ZEITPUNKT DER MAXIMALLAST BEI VERSUCHSKÖRPER VS-3-3 | 74 |
| ABBILDUNG 5.22: | Exemplarischer Vergleich der Interaktionskurve nach Eurocode 4 [2] mit den tatsächlichen, i | Μ |
| | Versuch ermittelten Ergebnissen für den Versuchskörper VS-5-1 | 76 |
| ABBILDUNG 5.23: | Ergebnisse der Versuchsnachrechnung nach Eurocode 4 [2] | 77 |
| Abbildung 6.1: | DARSTELLUNG DES KONSTRUKTIONSPRINZIPS DES ARCH DECK SYSTEMS [34] | 78 |
| ABBILDUNG 6.2: | QUERSCHNITT EINER TRAPEZBLECHBOGEN-VERBUNDDECKE [34] | 78 |
| Abbildung 6.3: | AUFBAU EINER COFRASTRA-VERBUNDDECKE [35] | 79 |
| ABBILDUNG 6.4: | AUFBAU EINER HOLORIB-VERBUNDDECKE [36] | 79 |
| ABBILDUNG 6.5: | Auswahl verschiedener Slim-Floor-Trägerquerschnitte [37] | 80 |
| ABBILDUNG 6.6: | GELENKIGER, GESCHRAUBTER STIRNPLATTENANSCHLUSS [38] | 81 |
| ABBILDUNG 6.7: | BIEGETRAGFÄHIGER STIRNPLATTENANSCHLUSS [38] | 81 |

| Abbildung 6.8: | IFB-Träger (Integrated Floor Beam) mit Quick-Erect-Anschluss [39] |
|-----------------|--|
| Abbildung 6.9: | IFB-Träger (Integrated Floor Beam) mit Laschen-Anschluss an Stütze [40] |
| Abbildung 6.10: | GELENKIGER KNAGGENANSCHLUSS [38] |
| Abbildung 6.11: | SLIM-FLOOR-TRÄGER-ANSCHLUSS AN WAND MITTELS KONSOLE MIT EINBAUPLATTE [38] |
| ABBILDUNG 7.1: | Vergleich der Stützenquerschnitte unter Hochhauslasten, A) bewehrte Stütze, b) Stütze mit |
| | HOCHFESTER BEWEHRUNG, C) STÜTZE MIT KERNPROFILEN |
| ABBILDUNG 7.2: | Vergleich der Stützenquerschnitte unter Hochhauslasten aus Stahlbeton (vgl. Abbildung 7.1a) |
| | und in Verbundbauweise als Stütze mit Kernprofilen (vgl. Abbildung 7.1c) |
| Abbildung 7.3: | Prinzip der Kraftübertragung zwischen zwei Kernprofilen mit Verbunddübelleiste |
| Abbildung 7.4: | Erweiterung des Stützenquerschnitts bei einem Hochhaus |
| ABBILDUNG 7.5: | Beispiel einer Auswechslung für eine Öffnung in der Stütze für A) max. Biegetragfähigkeit und B) |
| | EINER STÜTZE MIT ERHÖHTEM BRANDSCHUTZ |
| Abbildung 7.6: | a) Rundstütze mit innenliegenden Stahlprofilen und b) Stütze mit gekammerten Beton und |
| | AUßenliegenden Stahlprofilen |
| ABBILDUNG 7.7: | Rundstützen mit innenliegenden Stahlprofilen mit erhöhtem Brandschutz a) durch eine |
| | Betonummantelung, b) mit Stahlrohrmantel |
| Abbildung 7.8: | DECKENSYSTEM 1 MIT 12,00 X 12,00 M SPANNWEITE |
| Abbildung 7.9: | Längsschnitt Hauptträger |
| Abbildung 7.10: | Draufsicht Hauptträger |
| Abbildung 7.11: | Auflagerung der Hauptträger auf den Stützen im Bauzustand |
| ABBILDUNG 7.12: | a) Regelquerschnitt der Hauptträger mit 11,40 m Spannweite und b) mit Konsolblechen |
| Abbildung 7.13: | Auflagerung der Elementdecken auf dem Hauptträger im Bauzustand |
| Abbildung 7.14: | VFT-ELEMENTDECKEN IN NEGATIVLAGE |
| Abbildung 7.15: | Schnittprinzip für die Längsträger |
| Abbildung 7.16: | Auflagerung der VFT-Elemente auf die Hauptträger aus geschweißten Blechen |
| ABBILDUNG 7.17: | Auflagerung der VFT-Elemente auf die Hauptträger aus geschweißten Blechen |

1 Einleitung

1.1 Vorbemerkung

Der vorliegende Abschlussbericht fasst die Forschungsergebnisse zusammen, die am Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München (TUM) sowie von den Forschungspartnern Lehrstuhl für Metallbau (TUM) und dem Ingenieurbüro SSF im Zuge des, von der Forschungsinitiative Zukunft Bau geförderten, Forschungsvorhaben "Entwicklung ressourcenschonender, modularer Betonkonstruktionen aus Ultrahochleistungsbeton (UHPC)" erarbeitet wurden. Sowohl die experimentellen als auch die numerischen Untersuchungen zu den modularen Bauteilen Verbundträger und -stützen wurden dabei am Lehrstuhl für Massivbau bzw. im angeschlossen Labor des Materialprüfamts der TUM durchgeführt. Weiterhin oblagen dem Lehrstuhl für Massivbau die Koordination des Gesamtprojektes sowie die Ermittlung der für die Forschung notwendigen Grundlagen. Begleitend dazu wurden am Lehrstuhl für Metallbau verschiedene Verbunddeckensysteme hinsichtlich ihrer Eignung und den Anschlussmöglichkeiten für den Einsatz innerhalb eines modularen Systems aus UHPC-Elementen geprüft. Vom Ingenieurbüro SSF Ingenieure AG wurden die Anwendungsgebiete und Anforderungen, die sich für modulare UHPC-Konstruktionen ergeben, erarbeitet sowie konstruktive Details und Anwendungsbeispiele für die entwickelten modularen Bauteile erstellt.

1.2 Motivation

Durch die Entwicklungen der letzten Jahrzehnte in der Betontechnologie und speziell im Bereich der ultra-hochfesten Betone (engl.: Ultra-High Performance Concrete, UHPC) sind die Voraussetzungen für eine material- und ressourcenschonende Bauweise geschaffen worden. Aufgrund der hohen Druckfestigkeiten von mehr als 150 N/mm² können Bauteile aus Hochleistungsbeton im Vergleich zu Bauteilen besonders schlank ausgeführt werden. aus Normalbeton Die reduzierten Querschnittsabmessungen und der damit einhergehende geringere Materialeinsatz tragen zu einer nachhaltigeren Bauweise bei. Ein weiterer Gesichtspunkt, der die Nachhaltigkeit und Wirtschaftlichkeit von Bauwerken entscheidend beeinflusst, ist die Umnutzungsfähigkeit bzw. Wiederverwendbarkeit der eingesetzten Baustoffe. Ein modulares System erfüllt die Forderung nach Umnutzungsfähigkeit und Wiederverwendbarkeit und erscheint besonders aufgrund der Dauerhaftigkeit und Langlebigkeit von UHPC als ideale Bauweise für diesen Werkstoff. Zudem wird durch die Vorfertigung der modularen Bauteile im Werk der Baufortschritt auf der Baustelle beschleunigt. Da die Vorfertigung im Werk aufgrund des sensiblen Verhaltens von Hochleistungsbetonen auf Umwelteinflüsse unabdingbar ist, ergänzen sich der Baustoff UHPC und das Konzept des modularen Bauens in dieser Hinsicht auf hervorragende Weise.

Aufgrund dieser Vorteile hinsichtlich der Wirtschaftlichkeit und Nachhaltigkeit, die eine modulare Bauweise mit UHPC-Elementen birgt, werden in diesem Forschungsvorhaben zwei elementare Bauteile – Träger und Stützen – einer solchen Bauweise untersucht. Zudem werden die Anschlussmöglichkeiten dieser modularen UHPC-Elemente an bestehende Verbunddeckensysteme geprüft, um ein vollständiges System zur Verfügung stellen zu können.

Bei der Entwicklung dieses Systems wurde dabei auf die umfassenden Erkenntnisse aus dem vorhergehende Forschungsvorhaben "Entwicklung dünnwandiger, flächenhafter Konstruktionselemente aus UHPC und geeigneter Verbindungstechniken zum Einsatz im Hoch- und Industriebau" [1] der Forschungsinitiative Zukunft Bau zurückgegriffen. In diesem Forschungsprojekt wurde der Einsatz von Verbunddübelleisten in Klothoidenform als Verbindungselement in dünnen Wandscheiben untersucht. Dabei konnte die gute Eignung der Verbunddübelleisten in UHPC-Wandelementen als Verbindungselement zu anderen Bauteilen gezeigt werden. Die dazu durchgeführten Push-Out-Versuche bestätigten, dass mit der Verbunddübelleiste in Klothoidenform ein duktiles Verbindungsmittel mit hoher Tragfähigkeit für UHPC-Elemente zur Verfügung steht.



Abbildung 1.1: Modulares Leichtbau-System aus UHPC-Elementen (Wände und Balken mittig geschnitten dargestellt)

Aufbauend auf diesen Erkenntnissen werden im Zuge des vorliegenden Forschungsvorhabens Verbundträger und -stützen entwickelt, die aus einem UHPC-Querschnitt und außenliegenden Verbunddübelleisten in Klothoidenform (siehe Abbildung 1.1) bestehen. Unter anderem wird dabei untersucht, ob die außenliegenden Flansche der Verbunddübelleisten neben ihrer Anwendung als Verbindungselement auch als externe Bewehrung genutzt werden können. Bei den weiteren Elementen dieses "Baukastensystems", den flächigen Elementen Wänden und Decken, ist innerhalb

des aktuellen Forschungsprojekts keine Neuentwicklung notwendig und vorgesehen, da im Bereich der Wände auf die bereits im Forschungsvorhaben "Entwicklung dünnwandiger, flächenhafter Konstruktionselemente aus UHPC und geeigneter Verbindungstechniken zum Einsatz im Hoch- und Industriebau" [1] untersuchten Wandelemente zurückgegriffen werden kann. Auch dünne, schlanke Verbunddeckensysteme wie z.B. das Slim-Floor-System sind bereits seit einiger Zeit im Einsatz und stehen zur Anwendung bereit. Aus diesem Grund wird im Rahmen des vorliegenden Forschungsprojekts neben den experimentellen und numerischen Untersuchungen der tragenden Elemente Balken und Stütze vor allem der Anschluss der Elemente an bestehende Verbunddeckensysteme untersucht.

Die Einsatzbereiche für eine solche modulare Leichtbauweise sind dabei vielfältig. Sicherlich ist besonders der Einsatz bei mittleren und großen Hoch- und Industriebauten vorstellbar, weiterhin sind Gebäude in denen es häufig zu Nutzungsänderungen kommt prädestiniert für eine modulare Bauweise. Die modulare Bauweise, die im Rahmen dieses Forschungsprojekt entwickelt wird, basiert dabei auf einem sogenannten "Baukastenprinzip" (siehe Abbildung 1.1). Die UHPC-Elemente Stützen, Wände und Balken werden so entwickelt, dass sie bei einer Vorfertigung im Werk inklusive der vorgesehenen Anschlusskonstruktionen (Verbundleisten) hergestellt werden können. Bei der Montage können diese Elemente dann mit Hilfe der integrierten Verbundleisten entweder verschweißt, verschraubt oder mittels Stecksystemen witterungsunabhängig und zügig verbunden werden. Die Verbindung der einzelnen Elemente durch die Anschlusssysteme aus dem Metallbau ermöglicht zudem die leichte Demontage der Bauteile bei Nutzungsänderungen des Gebäudes. Die Elemente können somit ausgetauscht, recycelt oder an anderer Stelle wiederverwendet werden. Auf dies Weise kann durch den Einsatz modularer Elemente aus UHPC die Flexibilität und die Nachhaltigkeit von Bauwerken gesteigert und durch die Austauschbarkeit bzw. Wiederverwendbarkeit der Elemente die graue Energie reduziert werden. Auch die Langlebigkeit von UHPC und die damit verbundene Nutzungsdauer der modularen Elemente aus UHPC führen zu einer Reduktion der Emissionen und der Lebenszykluskosten des Bauwerks.

1.3 Methodik

Der Einsatz von Verbunddübelleisten in Klothoidenform in schlanken, tragenden UHPC-Elementen als Verbindungselement und externe Bewehrung ermöglicht die Entwicklung eines modularen Systems, das sich zum einen aufgrund des geringen Materialeinsatzes und zum anderen wegen der großen Flexibilität durch eine große Wirtschaftlichkeit und Nachhaltigkeit auszeichnet. Für die Entwicklung dieses System werden im Rahmen des vorliegenden Forschungsprojektes vor allem die Eignung der Klothoidenleisten als externe Bewehrung sowie die grundsätzliche Stabilität und das Tragverhalten der modularen Bauteile Stützen und Träger untersucht. Zudem werden die Anschlussmöglichkeiten an die bestehenden Systeme Wände und Decken geprüft.

Dazu wird in Kapitel 2 zunächst eine umfangreiche Literaturstudie durchgeführt. Dabei wird der aktuelle Stand zu den beiden Grundelementen der modularen Bauweise, dem UHPC und den Verbunddübelleisten in Klothoidenform, sowie die Erkenntnisse aus dem vorhergehenden Forschungsprojekt "Entwicklung dünnwandiger, flächenhafter Konstruktionselemente aus UHPC und geeigneter Verbindungstechniken zum Einsatz im Hoch- und Industriebau" [1] zusammengefasst.

Dabei wird im Speziellen auch auf die Nachhaltigkeitsbewertung von UHPC im Vergleich mit Normalbeton eingegangen. Weiterhin wird der aktuelle Kenntnisstand zu Verbundträgern und -stützen dargelegt und aufbauend auf diesen Erkenntnissen jeweils ein Versuchsprogramm für diese Bauteile entwickelt.

In Kapitel 3 werden die potenziellen Anwendungsgebiete für modulare UHPC-Konstruktionen sowie die grundsätzlichen Vorteile einer standardisierten Fertigteilbauweise aufgezeigt. Weiterhin werden die Anforderungen an modulare UHPC-Konstruktionen beim Einsatz im Hochbau dargelegt und formuliert. Da die Wirtschaftlichkeit des entwickelten Systems bei einer Umsetzung in die Praxis ausschlaggebend ist, wird auf diesen Aspekt ein besonderes Augenmerk gelegt.

Die experimentellen sowie numerischen Bauteilversuche zu den Verbundträgern aus UHPC werden in Kapitel 4 dargestellt. Neben der Beschreibung des Versuchsprogramms, der Messtechnik und des Versuchsaufbaus werden die Ergebnisse der experimentellen und numerischen Versuche sowie die verschiedenen Versagensarten beschrieben.

Kapitel 5 befasst sich mit den experimentellen Versuchen zu Verbundstützen aus UHPC. Auch hier werden zuerst das Versuchsprogramm, die Messtechnik und der Versuchsaufbau dargelegt, bevor genauer auf die Ergebnisse der experimentellen Versuche und deren numerische Nachrechnung eingegangen wird. Weiterhin wird in diesem Kapitel auf die Anwendbarkeit des vereinfachten Bemessungsansatzes nach Eurocode 4 [2] für die Nachrechnung der Verbundstützenversuche eingegangen.

Die Varianten mit denen die modularen Bauteile Verbundträger und -stützen an die bereits bestehenden Verbunddeckensysteme angeschlossen werden können, werden in Kapitel 6 erläutert. Hierzu wird zuerst auf den grundsätzlichen Aufbau der bereits existierenden Verbunddeckensysteme eingegangen und anhand dessen die Einsatzmöglichkeiten verschiedener Anschlusssysteme für die modularen Konstruktionselemente aus UHPC aufgezeigt.

Die Erkenntnisse aus den experimentellen Untersuchen werden anschließend in Kapitel 7 genutzt, um anhand von beispielhaften Bemessungen mögliche Anwendungen der modularen Bauweise mit UHPC-Elementen in der Praxis darzulegen. Die entwickelten und experimentell untersuchten Elemente werden dazu in den Kontext eines beispielhaften Bauwerks eingebettet und es werden potenzielle Konstruktionsweisen dargestellt.

Die Erkenntnisse und Ergebnisse des vorliegenden Forschungsvorhabens "Entwicklung ressourcenschonender, modularer Betonkonstruktionen aus Ultrahochleistungsbeton (UHPC)" werden abschließend in Kapitel 8 noch einmal zusammengefasst.

2 Stand der Technik

2.1 Ultra-hochfester Beton

2.1.1 Allgemeines

Der Begriff ultra-hochfester Beton (engl.: Ultra-High Performance Concrete, UHPC) ist für Betone mit einer Druckfestigkeit von mehr als 150 N/mm² gebräuchlich. Neben der hohen Druckfestigkeit, die im einaxialen Würfeldruckversuch Werte von mehr als 200 N/mm² erreichen kann, zeichnet sich UHPC vor allem durch seine hohe Gefügedichte aus. Aufgrund der sehr dichten Betonmatrix weist UHPC eine hohe Widerstandsfähigkeit gegenüber chemischen und mechanischen Angriffen auf und besitzt so eine gegenüber Normalbeton deutlich vergrößerte Lebensdauer. Ausgangspunkt für die heute zur Anwendung kommenden ultra-hochfesten Betone ist der in Frankreich und Kanada Ende der 1980er Jahre entwickelte Reactive Powder Concrete (RPC). Der Grundgedanke bei der Entwicklung dieser Feinkornbetone - mögliche Gefügestörungen wie Poren und Mikrorisse durch die Verwendung reaktiver Feinstoffe zu minimieren - ist bis heute Grundlage der verwendeten UHPC-Mischungen. Der Porenanteil wird so einerseits durch einen sehr geringen Wasser-/Bindemittelwert reduziert und anderseits werden die verbleibenden Porenräume durch die zugebenen Feinanteile aufgefüllt. Obwohl bei der im Rahmen dieses Forschungsprojekts eingesetzten, aus dem DFG-Schwerpunktprogramm 1182 [3] stammenden, UHPC-Mischung B5Q ein Größtkorn mit einem Durchmesser von 8 mm verwendet wird, ist der Anteil an Feinstoffen fast unverändert hoch. Weiterhin werden dem Beton, um die Verarbeitbarkeit trotz des geringen Wasseranteils gewährleisten zu können, leistungsfähige Fließmittel zugegeben. Ein weiterer Bestandteil der verwendeten UHPC-Mischung sind Stahlfasern, die in einer Menge von 0,9 bis 2,5 Vol.-% zugegeben werden. Diese stellen, trotz des sehr dichten und kompakten Gefüges, ein duktiles Versagensverhalten des Betons unter Zug- und Biegezugbelastung sicher (vgl. Abbildung 2.1). [1], [4]

Bedingt durch die hohe Druckfestigkeit können Bauteile aus UHPC im Vergleich zu Bauteilen aus Normalbeton deutlich schlanker hergestellt werden. Das hat vor allem zur Folge, dass Konstruktionen aus UHPC bei gleicher Tragfähigkeit unter sehr viel geringen Materialeinsatz als vergleichbare Konstruktionen aus normal- oder hochfestem Beton hergestellt werden können. Dies verringert zum einen die direkten Kosten sowie die bauteilbezogenen Emissionen im Laufe des Herstellprozesses. Zum anderen können durch die Langlebigkeit des UHPC auch die Kosten im Lebenszyklus gesenkt werden. Zudem ergibt sich aufgrund der geringeren Bauteilabmessungen eine gesteigerte Bruttonutzfläche.

Trotz der Vielzahl an Vorteilen, die die Verwendung von UHPC anstelle von normal- oder hochfestem Beton birgt, ist die Anzahl an tatsächlich realisierten Projekten mit Bauteilen aus UHPC immer noch sehr gering. Der Grund hierfür liegt vor allem in den Herstellbedingungen der ultra-hochfesten Betone. Aufgrund der hohen Ansprüche an die Qualität der Mischung, an die Verarbeitung des frischen Betons und die Nachbehandlung kann die Herstellung von UHPC fast ausschließlich unter kontrollierten Bedingungen, also baupraktisch im Fertigteilwerk, erfolgen. Dadurch bedingt werden Bauteile aus UHPC hauptsächlich als Fertigteile produziert und in diesem Zustand auf die Baustelle angeliefert. Aus diesen Randbedingungen ergibt sich zwangsläufig die Frage nach wirtschaftlichen und praktikablen Füge- und Verbindungstechniken für Fertigteile aus UHPC. Zu dieser Problematik wurden unter anderem am Lehrstuhl für Massivbau der TU München schon verschiedene Forschungen durchgeführt, so wurden z.B. das "Fügen von Bauteilen aus ultrahochfestem Beton (UHPC) durch Verkleben" [5] sowie andere "Fügetechnische Konstruktionslösungen für Bauteile aus ultrahochfestem Beton (UHPC)" [6] untersucht. Im Zuge weiterer Forschungen (vgl. [1], [7]) wurde der Einsatz von Verbunddübelleisten als Verbindungselement als vielversprechende Möglichkeit, um die einzelnen Bauteil aus UHPC auf der Baustelle kraftschlüssig zu verbinden, identifiziert. Aufbauend auf den bisherigen Erkenntnissen werden im Rahmen dieses Forschungsvorhabens die Anwendungsmöglichkeiten von Verbunddübelleisten in UHPC weitergehend untersucht. Bei den hier untersuchten, tragenden Strukturen Stütze und Balken dienen die Verbunddübelleisten zum einen als Verbindungselement für das Zusammenfügen von Bauteilen und zum anderen als externe, die steigernde, Bewehrung der Bauteile. Durch diese Doppelfunktion Tragfähigkeit der Verbunddübelleisten können die Stahlbauteile optimal ausgenutzt werden und es kann so eine möglichst wirtschaftliche und nachhaltige Bauweise realisiert werden.



Abbildung 2.1: Vergleich typischer Spannungs-Dehnungs-Linien für normal-, hoch und ultra-hochfeste Betone [4]

Für alle im Rahmen dieses Forschungsprojekts hergestellten UHPC-Körper wurde die UHPC-Mischung B5Q verwendet. Diese Mischung wurde am Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München schon bei früheren Forschungsprojekten eingesetzt und entstammt dem DFG-Schwerpunktprogramm 1182 [3]. Das eingesetzte Größtkorn hatte einen Durchmesser von 8 mm, die weitere Mischungszusammensetzung wird in Tabelle 2.1 beispielweise für einen Stahlfasergehalt von 2,5 Vol.-% aufgeführt. Der Wasser-/Zementwert bei dieser Mischungszusammensetzung beträgt 0,24. Im Rahmen der durchgeführten Versuche wurde bezüglich der Betonzusammensetzung lediglich der Stahlfasergehalt variiert. Dieser lag abweichend zu unten aufgeführter Betonrezeptur bei einigen Versuchen bei 0,9 Vol.-%; die Mengen der anderen Ausgangsstoffe wurden dementsprechend angepasst. Die mit dieser Betonzusammensetzung erzielten Frisch- und Festbetoneigenschaften sind – jeweils im Bezug zu den hergestellten Bauteilversuchen – im Anhang A.1 (Verbundträger) sowie im Anhang B.1 (Verbundstützen) angegeben. [1]

| Bezeichnung | Zugabe [kg/m³] |
|--------------------------------------|-------------------|
| CEM I 52,5 R - HS/NA | 650 |
| Wasser | 158 |
| Silicastaub Sika Silicol P | 177 |
| Quarzmehl W12 | 325 |
| Quarzmehl W3 | 131 |
| VisoCrete 20 Gold | 30,4 |
| Quarzsand H33 | 354 |
| Basalt 2/8 | 597 |
| Stahlfasern Stratec Weidacom 09/0,15 | 2,5 Vol% |

Tabelle 2.1: Zusammensetzung der verwendeten UHPC-Mischung B5Q

2.1.2 Nachhaltigkeit und Wirtschaftlichkeit der verwendeten UHPC-Mischung

Ultra-hochfester Beton weist im Vergleich zu herkömmlichen Beton hinsichtlich der Nachhaltigkeit vor allem zwei Vorteile auf. Zum einen können durch die hohe Druckfestigkeit des UHPC deutlich schlankere Bauteile realisiert werden. Zum anderen kann, trotz der fehlenden Erfahrung aus Langzeitversuchen, davon ausgegangen werden, dass Bauteile aus UHPC eine deutlich höhere Lebenserwartung haben, da aufgrund der großen Gefügedichte schädliche Salze, Flüssigkeiten und Gase deutlich langsamer eindringen [8]. Demgegenüber steht aufgrund der Zusammensetzung von UHPC und speziell dessen hohen Zementgehaltes der erhöhte Stoffbedarf und Energieaufwand bei der Herstellung von UHPC.

Ob der Einsatz von UHPC gegenüber normalfesten Beton nachhaltiger ist, hängt von mehreren Faktoren ab. Lässt man die erhöhte Lebensdauer von UHPC gegenüber Normalbeton fürs Erste außer Acht, sind vor allem die Querschnittsabmessungen der Bauteile bzw. das zur Herstellung notwendige Betonvolumen ausschlaggebend für die Nachhaltigkeitsbetrachtung der Elemente. Ob und in welchen Umfang durch den Einsatz von UHPC die Bauteilabmessungen reduziert werden können, ist dabei allerdings vom Querschnittstyp, der Belastung sowie der notwendigen Bewehrung abhängig. Da zum Beispiel bei einem balkenförmigen Träger die Querschnittsbreite erheblich von der verwendeten Längsbewehrung beeinflusst wird, bietet sich speziell bei der Herstellung von schlanken UHPC-Trägern die Verwendung von externer Bewehrung an, um eine möglichst geringe Querschnittsbreite realisieren zu können.

Geht man davon aus, dass bei der Berücksichtigung der für die Nachhaltigkeit maßgebenden Rohstoffe zur Herstellung von UHPC das zugegebene Wasser vernachlässigt werden kann [9], ergibt sich der in Tabelle abgebildete Vergleich zwischen dem Energieaufwand zur Herstellung eines Kubikmeters UHPC und eines Kubikmeters Normalbetons der Festigkeitsklasse C 40/50.

| | | | UHPC | | C 40/50 |
|------------------|---------------------------|-------------------|----------------|-------------------|------------------------|
| | | | | 0 40/00 | |
| Bezeichnung | Energieaufwand [Mi/to] | Zugabe [to/m³] | Energieaufwand | Zugabe [to/m³] | Energieaufwand [Mi] |
| | | | [[11]] | | [[10]]] |
| CEM I 52,5 | 3997 | 0,650 | 2598 | - | - |
| CEM III 42,5 | 3521 | - | - | 0,370 | 1303 |
| Basalt | 137 | 0,597 | 82 | - | - |
| Kies | 58 | - | | 1,866 | 108 |
| Silicastaub | 100 | 0,177 | 18 | - | - |
| Quarzmehl | 333 | 0,456 | 152 | - | - |
| Quarzsand | 333 | 0,354 | 118 | - | - |
| Fließmittel | 28857 | 0,030 | 866 | - | - |
| Stahlfasern 0,15 | 63646 | 0,202 | 12856 | - | - |
| | | Summe: | 16690 | Summe: | 1411 |

| Tabelle 2.2: | Vergleich der zur Herstellung eines Kubikmeters notwendigen Energiemenge zwischen |
|--------------|---|
| | UHPC und Normalbeton C 40/50 [9], [10], [11] |

Aus dem in Tabelle 2.2 abgebildeten Vergleich geht hervor, dass für die Herstellung von UHPC ein um den Faktor 11,8 erhöhter Energieaufwand hinsichtlich der Rohstoffherstellung gegenüber Normalbeton der Festigkeitsklasse C 40/50 notwendig ist. Wie aus Tabelle 2.2 weiterhin deutlich wird, ist dafür vor allem der hohe Energieaufwand für die Herstellung der Stahlfasern mit einem Durchmesser von 0,15 mm (vgl. [11]) ausschlaggebend.

Der erhöhte Energieaufwand für die Herstellung des ultra-hochfesten Betons kann jedoch durch den geringeren Gesamtmaterialeinsatz und die erhöhte Lebensdauer ausgeglichen werden. Bei einer durchschnittlichen Lebenserwartung von 70 Jahren für Außenbauteilen aus Normalbeton [12], kann die Nutzungsdauer von UHPC nach ersten Erkenntnissen um bis zu einen Faktor 3 höher liegen. Zieht man zusätzlich die um bis zu dem 4-fachen erhöhte Druckfestigkeit von UHPC gegenüber Normalbeton der Druckfestigkeitsklasse C 40/50 in Betracht, so kann durch eine Reduzierung der Querschnittsabmessungen und unter Anbetracht der erhöhten Lebensdauer, unter bestimmten Umständen, von einem ähnlichen Gesamtenergieaufwand für die Herstellung von Bauteilen aus UHPC und Normalbeton ausgegangen werden. Des Weiteren ist dabei zu beachten, dass die Lebensdauer von Betonbauteilen im Hoch- und Industriebau aufgrund von Umnutzungen oft deutlich niedriger ist. Speziell in diesem Fall können durch den Einsatz von modularen und

wiederverwendbaren UHPC-Konstruktionen bei einer ganzheitlichen Betrachtung große Energiemengen eingespart werden.

Zudem ist der Rohstoffaufwand zur Herstellung von UHPC mit 3.903 kg/m³ gegenüber dem Rohstoffaufwand zu Herstellung von Normalbeton der Güteklasse C 40/50 mit 2.236 kg/m³ nur um etwa das 1,75-fache erhöht [9]. In Anbetracht der deutlich geringen Querschnittsabmessungen von UHPC-Bauteilen ist bezüglich der zur Herstellung verbrauchten Rohstoffen die Verwendung von UHPC als nachhaltiger anzusehen.

Auch die Materialkosten pro Kubikmeter UHPC liegen mit 700 bis 1000 €/m³ deutlich über denen von Normalbeton (50 bis 75 €/m²) [13]; auch in diesem Fall ist der Stahlfaseranteil maßgeblich und ein wesentlicher Kostenfaktor. Jedoch sind auch hier die verlängerte Lebensdauer sowie die geringeren Querschnittsabmessungen von Bauteilen aus UHPC in Betracht zu ziehen. Weiterhin ist aufgrund der sehr hohen Gefügedichte von UHPC von einem wesentlich niedrigeren Wartungsaufwand über den Lebenszyklus auszugehen. Bauteile aus UHPC sind somit gegenüber Bauteilen aus normalfesten Beton bei einer Betrachtung der Lebenszykluskosten trotz der erhöhten Primärkosten als wirtschaftlicher anzusehen.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass der Primärenergiebedarf sowie die Materialkosten für die Herstellung von UHPC im Vergleich zu Normalbeton deutlich erhöht sind. Zieht man jedoch die längere Lebensdauer von UHPC, die reduzierten Querschnittsabmessungen, den geringeren Wartungsaufwand bzw. die geringeren Wartungskosten sowie im Speziellen die erhöhte Umnutzungsfähigkeit von modularen UHPC-Konstruktionen in Betracht, so ist davon auszugehen, dass der Einsatz von UHPC gegenüber Normalbeton sowohl wirtschaftlicher als auch nachhaltiger ist. Vor allem aufgrund der nur leicht erhöhten Stoffmenge, die für die Herstellung von UHPC notwendig ist und die durch die reduzierten Querschnittsabmessungen mehr als ausgeglichen wird, kann der Einsatz von UHPC im Vergleich zu Normalbeton als nachhaltiger bewertet werden.

2.2 Verbunddübelleisten

Bei den im Rahmen dieses Forschungsvorhabens zum Einsatz kommenden Verbunddübelleisten handelt es sich um sogenannte Klothoidenleisten. Für diese Verbundmittel wurde im Jahr 2013 die allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-26.4-56 [14] erteilt; sie zählen zu den kontinuierlichen Verbundmitteln. Obwohl derzeit in der Baupraxis hauptsächlich Kopfbolzen zum Einsatz kommen, scheinen diese aufgrund der Forschungsergebnisse zum Trag- und Verformungsverhalten von punktförmigen Verbundmitteln in hochfestem Beton (vgl. [15], [16], [17]) weniger gut für den Einsatz in UHPC geeignet. Kontinuierliche Verbundmittel wurden seit der Entwicklung der Perfobondleiste im Jahr 1985 [18] stetig weiterentwickelt und sind – wie verschiedene Forschungsergebnisse (vgl. [1], [7]) zeigen - sehr gut für den Einsatz in ultra-hochfestem Beton geeignet. Seit der Einführung der Perfobondleiste wurde die Ausnehmungsgeometrie der Verbunddübelleisten stetig weiterentwickelt so eine Verbesserung der Wirtschaftlichkeit, der Schubtragfähigkeit sowie des und Ermüdungsverhaltens erzielt. Das Funktionsprinzip der Verbunddübelleisten – die Sicherstellung einer tragfähigen und kontinuierlichen Verbindung zwischen Stahlbauteilen und Betonquerschnitten durch das Ausbilden von Betondübeln - ist jedoch, trotz veränderter Geometrie, gleichgeblieben. In Abbildung 2.2 sind verschiedene Geometrien von symmetrischen, kontinuierlichen Verbundmitteln dargestellt. Weiterhin kommen teilweise noch asymmetrische Dübelformen (z.B. Finnenform) zum Einsatz; diese zeichnen sich vor allem durch eine hohe statische Tragfähigkeit aus, weisen aber hinsichtlich des Ermüdungsverhaltens Defizite auf.

Kontinuierliche Verbundmittel lassen sich aufgrund ihrer Geometrie sehr wirtschaftlich herstellen. Herkömmliche Walzträger bilden dabei den Ausgangsstoff zur Herstellung von Verbunddübelleisten mit nahezu beliebigen Dübelgeometrien. Die Walzträger werden mittig im Steg durch eine vorgegebene Schnittlinie getrennt; so entstehen durch ein (Puzzleleisten-Geometrie) oder zwei Schnitte (Klothoidenleisten-Geometrie) zwei Verbundleisten. Die Schnittlinie kann dabei so gewählt werden, dass der Verschnitt je nach Form der Stahlzähne sehr gering ist. Während der Steg des Walzträgers also hauptsächlich für den Verbund zwischen Stahl und Beton genutzt wird, kann der Flansch des Walzträgers, wie im klassischen Verbundbau, zusätzlich als außenliegende Bewehrung bzw. tragendes Element eingesetzt werden. Die wirtschaftliche Herstellung, die großen übertragbaren Verbundkräfte, der hohe Ermüdungswiderstand und die Nutzbarkeit des Stahlflansches als Verbindungselement und externe Bewehrung führen dazu, dass die Verbunddübelleisten für den Einsatz als Verbundmittel innerhalb der modularen Bauweise mit Konstruktionselementen aus UHPC sind.



Abbildung 2.2: Verschiedene Formen der kontinuierlichen Verbundmittel - Perfobondleiste (links), Puzzleleiste (Mitte) und Klothoidenleiste (rechts)

2.3 Dünnwandige Konstruktionselemente aus UHPC

2.3.1 Allgemeines

Die im Rahmen des Zukunft Bau Forschungsvorhabens "Entwicklung dünnwandiger, flächenhafter Konstruktionselemente aus UHPC und geeigneter Verbindungstechniken zum Einsatz im Hoch- und Industriebau" [1] erzielten Versuchsergebnisse bestätigen die gute Eignung von Verbunddübelleisten in Klothoidenform als Verbindungsmittel von UHPC-Wandelementen zu anderen Bauteilen. Das Tragund Verformungsverhalten von kontinuierlichen Verbundmitteln in UHPC-Scheiben wurde dabei anhand zahlreicher Push-Out-Versuche sowie numerischer Nachrechnungen untersucht und überprüft. Der schematische Versuchsaufbau der durchgeführten Push-Out-Versuche ist in Abbildung 2.3 dargestellt. Wie aus Abbildung 2.3 ersichtlich wird, bestanden die Versuchskörper dabei jeweils aus einem vorgefertigtem Stahlelement mit zwei Klothoidenleisten mit je fünf Stahlzähen und den beiden seitlichen, in Bezug auf die Verbunddübelleiste stehend angeordneten, Scheiben aus ultra-hochfestem Beton. Die Scheiben wurden hauptsächlich mit der UHPC-Mischung B5Q aus dem Schwerpunktprogramm 1182 der Deutschen Forschungsgemeinschaft [3] hergestellt, die einen Basaltzuschlag mit einem Größtkorn von 8 mm Durchmesser aufweist. Der Stahlfasergehalt wurde im Rahmen des Versuchsprogramms variiert und lag zwischen 0,9 und 2,5 Vol.-%. Ein Großteil der Versuchskörper wurde ohne zusätzliche Bewehrung in den Scheiben betoniert; die Bewehrungsführung der Versuchskörper mit Bewehrung ist ebenfalls in Abbildung 2.3 dargestellt.



Abbildung 2.3: Geometrie und Abmessungen der Push-Out-Versuchsköper [1]

Weiterhin wurde im Rahmen des Versuchsprogramms der Einfluss der Dicke der UHPC-Scheiben (40, 50 oder 60 mm), der Klothoidenleistendicke (3, 5 und 10 mm) und der Stahlgüte (S175, S235, S355) auf die Schubtragfähigkeit der Verbundleisten getestet. Die Versuchsdurchführung fand weggesteuert in einer 10 MN-Druckprüfmaschine statt. Die Verschiebungen zwischen dem Stahl und Beton des Versuchskörpers während der Belastung wurden an einer Seite des Prüfkörpers konventionell (DMS, Wegaufnehmer) und auf der anderen Seite mittels optischer Messtechnik (siehe Abbildung 2.4) erfasst. Mit Hilfe der optischen Messtechnik konnte zudem die Rissausbreitung innerhalb der UHPC-Scheiben aufgenommen werden.





Abbildung 2.4: Push-Out-Versuchskörper mit konventioneller (links) und optischer (rechts) Messtechnik

2.3.2 Ergebnisse der Push-Out-Versuche

Die durchgeführten Push-Out-Versuche mit Verbunddübelleisten in UHPC-Scheiben konnten die hohe Tragfähigkeit der Verbunddübelleisten in Klothoidenform grundsätzlich belegen. Wie in Abbildung 2.5 zu sehen, konnten im Versuch Lasten von bis 1000 kN übertragen werden, bevor es zu einem Versagen des Verbunds zwischen Stahl und Beton kam. Bezogen auf die im Versuch untersuchte Verbundlänge von 0,8 m, liegt die maximal übertragbare Verbundkraft pro Längeneinheit bei 1250 kN/m. Die in Abbildung 2.5 dargestellten Last-Verformungskurven beziehen sich auf Versuchskörper bei denen die Dicke der Klothoidenleiste 10 mm betrug und Stahl der Güte S355 verwendet wurde. Aufgrund der großen Steifigkeit der verwendeten Klothoidenleisten war bei diesen Versuchen ein Spaltversagen des Betons zu beobachten. In diesem Fall wurde der Stahl nur minimal geschädigt und der umgebende Beton versagte durch Rissbildung. Dies erklärt auch das relative spröde Versagen der Versuchskörper; durch die Verwendung von zusätzlicher Bewehrung konnte die Duktilität allerdings erhöht werden.



Abbildung 2.5: Last-Verformungskurve der Push-Out-Körper, Stahlgüte S355 [1]

Bei Versuchskörpern mit einer reduzierten Dicke der Klothoidenleiste und einer geringeren Stahlgüte wurden geringere Maximallasten erzielt. Bei diesen Versuchen mit einer Klothoidenleistendicke von 3 mm trat vorwiegend ein Stahlversagen auf. In diesem Fall wurden keine Schädigungen der Betonmatrix festgestellt, stattdessen war die Tragfähigkeit des Stahls erschöpft und es kam zu großen Verformungen der einzelnen Stahlzähne. Dies hatte ein sehr duktiles Versagen auf einem niedrigeren Lastniveau (ca. 300 bis 550 kN/m) zur Folge. Ebenfalls konnte bei einigen Versuchen ein kombiniertes Stahl- und Betonversagen festgestellt werden. In diesem Fall wurde die Fließgrenze des Stahls erreicht und es traten zudem Schädigungen (Spaltrisse, Druckversagen) in der Betonmatrix auf.

Der in Abbildung 2.6 dargestellte Vergleich zwischen den aus den Angaben der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung für kontinuierliche Verbunddübelleisten [14] errechneten Werten $P_{pl,k}$ und den experimentell ermittelten Lasten P_{exp} zeigt, dass bei Anwendung der Verbunddübelleisten in

dünnen UHPC-Scheiben sehr hohe Tragfähigkeiten erzielt werden können. Bei allen durchgeführten Versuchen lag das Lastniveau über den in der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung angegeben Werten. Bei den Versuchen mit einer geringen Klothoidenleistendicke (Versagensfall Stahlversagen) lagen die ermittelten Werte deutlich über den Rechenwerten; aber auch bei den Versuchen, bei denen der Beton versagte, konnten Werte oberhalb des rechnerischen Stahlversagens erzielt werden. Zum Vergleich sind in Abbildung 2.6 auch die Versuche aufgeführt, die im Rahmen des Zulassungsverfahrens durchgeführt wurden. Bei diesen Versuchen wurden, wie aus der Darstellung ersichtlich ist, Verbunddübelleisten mit höherer Festigkeit und größeren Abmessungen verwendet.



Abbildung 2.6: Vergleich der ermittelten Tragfähigkeit P_{exp} mit den Werten der Zulassung $P_{pl,k}$ [1]

Bei der anschließenden Nachrechnung der Versuche mit FE-Programmen konnte eine sehr gute Übereinstimmung zwischen Versuch und Nachrechnung erzielt werden, so dass weitere Parameterstudien anhand der FEM-Ergebnisse durchgeführt werden konnten. Auch konnten die Erkenntnisse zur Kalibrierung der FEM-Berechnungen als Grundlage für die Vordimensionierung und Nachrechnung der aktuell im Rahmen des vorliegenden Forschungsprogramms durchgeführten Versuche herangezogen werden.

Zusammenfassend kann aus den Ergebnissen des Forschungsvorhabens "Entwicklung dünnwandiger, Konstruktionselemente UHPC flächenhafter aus und geeigneter Verbindungstechniken zum Einsatz im Hoch- und Industriebau" [1] geschlossen werden, dass mit den vorliegenden Verbunddübelleisten, ein duktiles Verbindungsmittel mit hoher Tragfähigkeit zur Verfügung steht, das sich hervorragend für den Einsatz als Verbindungselement innerhalb der modularen Bauweise eignet.

2.4 Verbundträger

2.4.1 Konventionelle Verbundträger

Konventionelle Verbundträger bestehen aus einem Baustahlquerschnitt mit einem Profil mit Oberund Untergurt, das die Zugkräfte aufnimmt sowie einer Betonplatte zur Aufnahme der Druckkräfte. Damit die beiden Bauteile gemeinsam wirken können, ist eine schubfeste Verbindung erforderlich, die bisher in der Regel durch Kopfbolzendübel erfolgte. Die oben beschriebenen Verbunddübelleisten bilden jedoch nach der Erteilung der bauaufsichtlichen Zulassung eine gute Alternative zu den Kopfbolzendübeln. Die Bemessung und Konstruktion von üblichen Verbundtragwerken aus Stahl und Beton ist im Eurocode 4 [2] geregelt. Der Anwendungsbereich beschränkt sich dort auf Betonfestigkeitsklassen größer C 20/25 bzw. LC 20/22 und kleiner C 60/75 bzw. LC 60/66 und der Nennwert der Streckgrenze des Baustahls darf 460 N/mm² nicht überschreiten. Dennoch dienen die Vorschriften in dieser Norm als Grundlage für die Untersuchung der Verbundträger.

Ein besonderes Augenmerk wurde hierbei auf die Momententragfähigkeit gelegt. Eine vollplastische Ermittlung des Bemessungswerts der Momententragfähigkeit ist nur dann erlaubt, wenn der wirksame Baustahlquerschnitt der Klasse 1 oder 2 zugeordnet werden kann. Eine elastische und nichtlineare Berechnung der Momententragfähigkeit ist hingegen für alle Querschnittsklassen erlaubt. Die Zugfestigkeit des Betons wird nicht berücksichtigt.

Die vollplastische Momententragfähigkeit $M_{pl,Rd}$ wird unter folgenden Annahmen ermittelt:

- Volle Interaktion zwischen Baustahl, Bewehrung und Beton.
- Im gesamten Baustahlquerschnitt wirken Zug- und/oder Druckspannungen mit dem Bemessungswert der Streckgrenze f_{yd}.
- Im Betonstahl wirken im Bereich der mittragenden Plattenbreite Zug- und/oder Druckspannungen mit dem Bemessungswert f_{sd}. In der Druckzone des Querschnitts wird der Betonstahl vernachlässigt.

In der Druckzone des mittragenden Betonquerschnitts darf zwischen der plastischen Nulllinie und der Randfaser der Betondruckzone eine konstante Spannung in Höhe von $0.85 \cdot f_{cd}$ angesetzt werden. Durch den Faktor 0.85 wird der Integrationsfehler bei Ansatz eines konstanten Spannungsblockes gegenüber dem Parabel-Rechteckdiagramm ausgeglichen und somit der Unterschied zwischen vollplastischer und elastisch-plastischer Berechnung der Momententragfähigkeit berücksichtigt.

Abbildung 2.7 zeigt ein Beispiel für eine vollplastische Spannungsverteilung bei positiver Momentenbeanspruchung. Aus der Gleichgewichtbedingung $N_{pl,a} = N_{c,f}$ ergibt sich die Betondruckkraft und aus dieser wiederum die Druckzonenhöhe bzw. die Lage der plastischen Nulllinie. Die plastische Momententragfähigkeit lässt sich durch Multiplikation der Betondruckkraft mit dem inneren Hebelarm der beiden resultierenden $N_{c,f}$ und $N_{pl,a}$ ermitteln.



Abbildung 2.7: Plastische Spannungsversteilung bei Vollverdübelung [2]

Für Verbundträger im Hochbau, die den Querschnittsklassen 1 und 2 zuzuordnen sind, darf im Bereich positiver Momente auch eine Teilverdübelung ausgeführt werden. Nur wenn die Verdübelung zwischen Stahlträger und Betongurt die zu einem Moment der Größe $M_{pl,Rd}$ gehörende Längsschubkraft in der Verbundfuge ausreichend übertragen kann, wird die maximale vollplastische Momententragfähigkeit $M_{pl,Rd}$ in einem Verbundquerschnitt erreicht. Ist die von der Verbundfuge maximal aufnehmbare Längsschubkraft kleiner als die Betondruck- bzw. Stahlzugkraft, kann die vollplastische Tragfähigkeit nicht erreicht werden und es liegt eine sogenannte Teilverdübelung vor. Werden duktile Verbindungsmittel gewählt, darf die Tragfähigkeit jedoch auch hierbei vollplastisch ermittelt werden. Für die Normalkraft des Betonquerschnitts ist jedoch anstelle von $N_{c,f}$ ein abgeminderter Wert N_c anzusetzen (vgl. Abbildung 2.8), der aus der durch die Verbundmittel maximal übertragbaren Kraft hervorgeht. So kann analog dem oben beschriebenen Vorgehen bei vollständiger Verdübelung aus den Gleichgewichtsbedingungen die Größe und Lage der Spannungsblöcke bestimmt werden. Aus den Resultierenden N_c und N_a sowie deren Abstand lässt sich wiederum das plastische Moment ermitteln.



Abbildung 2.8: Plastische Spannungsversteilung bei Teilverdübelung [2]

In diesem Fall ist die Momententragfähigkeit zwar kleiner als das vollplastische Moment $M_{pl,Rd}$, jedoch größer als das plastische Moment $M_{pl,a,Rd}$ des Stahlquerschnitts allein. Der Quotient $N_c/N_{c,f}$ wird als Verdübelungsgrad η bezeichnet. Dieser kann Werte zwischen 1 und 0 annehmen. Für $\eta = 1$ liegt eine vollständige Verdübelung vor, für $\eta = 0$ kann keine Längsschubkraft in der Verbundfuge übertragen werden, sodass das Widerstandsmoment M_{Rd} allein dem plastischen Moment $M_{pl,a,Rd}$ des zugbeanspruchten Stahls entspricht (Punkt A im Teilverbunddiagramm, vgl. Abbildung 2.9).

Der Verdübelungsgrad η ist wie folgt definiert:

$$\eta = \frac{n}{n_f}$$
(Gl. 2.1)

- n_f Anzahl der Verbundmittel, die in einem Trägerbereich für eine vollständige Verdübelung erforderlich sind
- n Anzahl der in diesem Bereich tatsächlich vorhandenen Verbundmittel.

Der Zusammenhang zwischen der Momententragfähigkeit M_{Rd} und dem Verdübelungsgrad η wird im Teilverbunddiagramm aus Abbildung 2.9 näher erläutert.



Abbildung 2.9: Teilverbunddiagramm [2]

Die Kurve 1 (ABC) stellt die exakte Lösung für eine Berechnung von M_{Rd} für jegliche Verdübelungsgrade $0 \le \eta \le 1$ dar. Liegt beim Verbundträger keine Verdübelung vor, so darf nur die Tragfähigkeit des Stahlquerschnitts angesetzt werden (Punkt A). Liegt eine Vollverdübelung des Trägers vor, so kann das vollplastische Widerstandsmoment des Verbundquerschnitts angesetzt werden (Punkt C). Bei Teilverdübelung ist die Tragfähigkeit in einen Stahlanteil M_a und in einen Verbundträgeranteil (N_c und N_a) zu unterteilen und daraus die Gleichgewichtsbedingung herzuleiten (Punkt B).

Die Kurve 2 (AC) stellt durch lineare Interpolation zwischen $M_{pl,a,Rd}$ und $M_{pl,Rd}$ eine Vereinfachung gegenüber der exakten Berechnung mit der Gleichgewichtsmethode dar. Nach EC4 ist dieses Vorgehen zur Bestimmung des Widerstandmomentes M_{Rd} bei teilverdübelten Systemen ebenso zulässig, wobei dies etwas unwirtschaftlichere Ergebnisse liefert.

Mit der Näherung durch Kurve 2 kann M_{Rd} wie folgt berechnet werden:

$$M_{Rd} = M_{pl,a,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd}) \cdot \frac{N_c}{N_{c,f}} = M_{pl,a,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd}) \cdot \eta$$
(GI. 2.2)

2.4.2 Verbundträger mit externer Bewehrung

Verbundträger besitzen eine externe Bewehrung, wenn der Baustahlquerschnitt weitestgehend reduziert wurde, kein oberer Flansch mehr vorliegt und der Steg soweit reduziert wurde, dass er nur noch zur Schubkraftübertragung zwischen Beton und dem unteren Stahlflansch, also der externen Bewehrung, dient. Für solche Querschnitte ist die Verbunddübelleiste ein vorteilhaftes Verbundmittel, da die gewählte Form der Verbunddübelleiste direkt in den Steg des Stahls geschnitten werden kann. Ein typischer Querschnitt eines Verbundträgers mit externer Bewehrung sowie nachträglicher Ortbetonergänzung unter Verwendung von Verbunddübelleisten kann Abbildung 2.10 entnommen werden.





Abbildung 2.10: Prinzipskizze und Foto eines Verbundträgers mit externer Bewehrung und Verbunddübelleisten [19]

Die Biegebernessung solcher Querschnitte kann nicht direkt unter Beachtung des Verdübelungsgrades von der konventioneller Verbundträger übernommen werden, da die Verbundmittel bei diesem Querschnitt die Aufgabe besitzen den Verbund zwischen der Längsbewehrung und dem Beton, ähnlich wie die Rippen eines Bewehrungsstabes im Stahlbetonbau, sicherzustellen. Hierbei ist die Annahme, dass sich der Baustahlquerschnitt immer im Fließbereich befindet nicht mehr gerechtfertigt, falls ein Teilverbund vorliegt. Ob die Bemessung nach Eurocode 4 dennoch angewendet werden kann, muss in den experimentellen Untersuchungen zu den Verbundträgern überprüft werden.

2.4.3 Verbundträger mit Verbunddübelleisten und UHPC

Die Anwendung von Verbunddübelleisten in UHPC-Verbundträgern stellt ebenfalls eine technische Innovation dar, die experimentell untersucht werden muss. An der RWTH Aachen [7] wurden dazu die ersten Trägerversuche mit kontinuierlichen Verbundmittel in Form von Puzzleleisten durchgeführt. Die untersuchten Querschnittsformen sind in Abbildung 2.11 dargestellt. Klassische Verbundträger bestehen aus einem Stahlträger mit I-Profil, auf dessen Oberseite eine Verbunddübelleiste aufgeschweißt wird. Auch der obergurtlose Verbundträger wird aus einem I-Profil gefertigt. Dabei wird die Verbunddübelleiste aber direkt in den Steg geschnitten.



Abbildung 2.11: Unterscheidung verschiedener Verbundträgertypen: klassischer (links) und obergurtloser (rechts) Verbundträger

In [7] werden fünf Verbundträgerversuche mit Puzzleleisten beschrieben. Darunter sind drei Vier-Punkt-Biegeversuche mit einem klassischen und zwei filigranen Verbundträgern. Es wurden die plastische Momententragfähigkeit des Verbundquerschnitts und die Schubkraftübertragung entlang der Verbundfuge sowohl in UHPC als auch in hochfestem Beton untersucht. Der Betongurt war bei allen Trägern bewehrt. Bei allen Versuchen wurde die Streckgrenze des unteren Stahlträgerflansches überschritten. Maßgebende Versagensursache war dabei jeweils ein Versagen der Betondruckzone. Dies ist auf die großen Verformungen, die nach dem Erreichen der Streckgrenze des Stahls auftreten, zurückzuführen. Unabhängig vom Verdübelungsgrad wurde, mit einer Ausnahme eines Trägers mit hochfestem Beton, die rechnerische plastische Momententragfähigkeit erreicht. Auch ein Träger mit einem Verdübelungsgrad von nur 39 % erreichte die mit der Teilverbundtheorie berechnete Momententragfähigkeit. Die Verbunddübelleisten besaßen eine ausreichend große Duktilität, sodass diese in keinem der Versuche versagten. Die Relativverschiebung in der Verbundfuge zwischen Beton und Stahlprofil wurde mit abnehmendem Verdübelungsgrad größer.

Es konnte durch diese Untersuchungen also gezeigt werden, dass die Verbunddübelleisten auch in UHPC-Verbundträger als Verbundmittel geeignet sind und eine Berechnung nach Eurocode 4 [2] bei teilweiser Verdübelung möglich ist. Auf Basis dieser Versuche wurden die eigenen Verbundträger so geplant, dass verschiedene Verdübelungsgrade und Versagensmechanismen untersucht werden konnten.

2.5 Verbundstützen

2.5.1 Allgemeines

Verbundstützen aus Stahl und Beton können grundsätzlich in verschiedenen Haupttypen unterteilt werden, welche in Tabelle 2.3 abgebildet sind. Die entsprechenden Vor- und Nachteile sind ebenfalls dieser Tabelle zu entnehmen.

| Stützentyp | Beispiele | Vor- und Nachteile |
|--|---------------------------|---|
| | c_{y} b c_{y} | + hohe Feuerwiderstandsdauer ohne Zusatzmaßnahmen |
| Vollständig einbetonierte Stahlprofile | y | + kein zusätzlicher Korrosionsschutz erforderlich |
| | ائ ^{-≍⊥} د¶ z | - keine gestalterische oder konstruktive |
| | | Nutzung des Stahlelements möglich |
| | | + einfache Herstellung |
| Teilweise einbetonierte | | + freiliegende Flansche für |
| Stahlprofile oder | $y \leftarrow f = c$ | Schweißarbeiten nutzbar |
| Profile mit Kammerbeton | | - Zusatzmaßnahmen für Feuerwiderstand |
| | | erforderlich |
| | | + keine zusätzliche Schalung erforderlich |
| Betongefüllte | | + Umschnürung des Kernbetons kann traglasterhöhend wirken |
| Hohlprofile | | - Zusatzmaßnahmen für Feuerwiderstand erforderlich |
| | | - Zusatzmaßnahmen zur Sicherstellung einer Belastung des Betons erforderlich |

| Tabelle 2.3: | Verschiedene Arten von Verbund | dstützen nach DIN EN 1994-1-1 [2] |
|--------------|--------------------------------|-----------------------------------|
| | | |

Die Bemessung von Verbundbauteilen ist in DIN EN 1994-1-1 [2] geregelt. Da hochfeste und ultrahochfeste Werkstoffe noch keinen Eingang in die Normung gefunden haben, gilt der Anwendungsbereich des Eurocode 4 allgemein und das Kapitel 6.7 Verbundstützen nach 6.7.1 (2) im Besonderen nicht für die zu untersuchenden Stützen. Aufgrund der Ergebnisse dieses und des vorhergehenden Forschungsvorhabens, die einen sehr guten Verbund zwischen den

Verbunddübelleisten in Klothoidenform und dem UHPC belegen, wird für die Bemessung der Verbundstützen dennoch auf das vereinfachte Verfahren nach Eurocode 4 zurückgegriffen.

Verbundstützen im Sinne von DIN EN 1994-1-1 [3], 6.7.1 (4) müssen der folgenden Anforderung entsprechen:

$$0.2 \le \delta \le 0.9$$
 (GI. 5.1)

mit:

$$\delta = \frac{A_a \cdot f_y}{N_{pl,Rd}}$$
(GI. 5.2)

A_a Nettoquerschnittsfläche des Stahlprofils

N_{pl.Rd} plastische Normalkrafttragfähigkeit

Der Verhältniswert δ beschreibt den Anteil der Stahltragfähigkeit an der Gesamttragfähigkeit des Querschnittes. Für Werte von $\delta \leq 0,2$ muss das Bauteil als Stahlbetonbauteil bemessen werden, während bei $\delta \geq 0,9$ von einer hauptsächlichen Tragwirkung durch den Stahl ausgegangen werden kann und dementsprechend die Stütze als Stahlbauteil zu bemessen ist

2.5.2 Versuche zu Verbundstützen

Versuche zu Verbundstützen aus ultrahochfestem Beton mit Klothoidenleisten als kontinuierlichen Verbundmittel wurden nach Kenntnisstand der Autoren in der in diesem Forschungsprojekt untersuchten Form noch nicht durchgeführt. Generell stehen wenige Informationen zu Versuchen an Verbundstützen aus UHPC und deren Ergebnisse zur Verfügung. Verbundstützen aus Normalbeton wurden bereits ausführlich untersucht und auch Druckversuche an Beton- oder Stahlbetonstützen aus ultrahochfestem Beton sind im Zuge der letzten Jahre bereits in einem gewissen Umfang durchgeführt worden. Im folgenden Kapitel werden einige dieser Forschungsvorhaben vorgestellt.

Hanswille und Lippes

An der Universität Wuppertal führten HANSWILLE und LIPPES [20] experimentelle und theoretische Untersuchungen zu Hohlprofil-Verbundstützen aus hochfesten Stählen und Betonen durch. Das Versuchsprogramm sah dabei eine Variation der Lastausmitten vor, wobei sowohl Hohlprofil-Verbundstützen mit und ohne zusätzlichen Einstellprofilen geprüft wurden. Anhand dieser Untersuchungen wurde ein modifiziertes vereinfachtes Nachweisverfahren für solche Verbundstützen mit Hochleistungswerkstoffen basierend auf den Nachweisverfahren nach DIN EN 1994-1-1 [2] und DIN 18800-5 [21] hergeleitet. Zudem wurden Hohlprofil-Verbundstützen mit Rundprofilen speziellen Untersuchungen zu Eigenspannungen, welche aufgrund des Abkühlprozesses bei der Herstellung und dem Schwinden des Betons entstehen, unterzogen und deren Einflüsse auf die Tragfähigkeit erläutert.



Abbildung 2.12: Versuchsaufbau der Hohlprofil-Verbundstützen mit Einstellprofil

Steven

STEVEN [22] untersuchte in seiner Dissertation an der Universität Braunschweig das Trag- und Nachbruchverhalten ultrahochfester Betonstützen mit hochfester Längsbewegung. Er stellte fest, dass das spröde Versagen von UHPC-Stützen ohne besondere konstruktive Maßnahmen durch eine Stahlfaserzugabe, die Steigerung der Stahlfestigkeit und / oder des Bewehrungsgehaltes von Längs- und Bügelbewehrung verbessert werden kann. Dafür führte er experimentelle und numerische Untersuchungen durch, wobei STEVEN sich auf die Tragfähigkeit und das Nachbruchverhalten von ultrahochfesten, faserbewehrten Stützen fokussierte. Das Versuchsprogramm umfasste gedrungene Stützen unter zentrischem und einachsig exzentrischem Längsdruck und schlanke UHPC-Stützen unter einachsig exzentrischem Längsdruck. Die Ergebnisse zeigten, dass einige, für konventionelle Stahlbetonstützen angewandte, Modelle zur Ermittlung der Querschnitts- und Systemtragfähigkeit auf UHPC-Stützen unter zentrischem Längsdruck und außerdem ein dreidimensionales numerisches Modell für einachsig exzentrischen Längsdruck und außerdem ein dreidimensionales numerisches Modell für einachsig exzentrischen Längsdruck entwickelt, welche anhand von eigenen und Fremdversuchen validiert wurden.

In Abbildung 2.13 und Abbildung 2.14 sind die an dem Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig durchgeführten Versuche an gedrungenen und schlanken einachsig exzentrisch belasteten Stützen dargestellt.



Abbildung 2.13: Versuchsaufbau der gedrungenen exzentrisch belasteten Stützen [23]



Abbildung 2.14: Versuchsaufbau der exzentrisch belasteten, schlanken Stützen [23]

Schneider, Leipzig

SCHNEIDER [24] führte im Zuge seiner Dissertation Versuche an vierzehn kreisförmigen UHPC-Hohlprofil-Verbundstützen unter zentrischem Druck sowie zum Vergleich je einen Versuch an einer mit normalfesten und hochfesten Beton gefüllten Stütze durch. Die Stützen waren mit einem Außendurchmesser zwischen 164,2 und 189,0 mm, mit Wanddicken zwischen 1,5 und 8,1 mm und Längen zwischen 645 und 756 mm relativ gedrungen ausgeführt. Er stellte dabei fest, dass es, im Gegensatz zu den Stützen aus Normalbeton, bei den UHPC-Verbundstützen aufgrund der Reduktion der Mikrorissbildung und der homogenen Steifigkeitsverteilung zwischen Korn und Matrix im Kernbeton nicht zu einem, die Tragfähigkeit steigernden mehraxialen Spannungszustand infolge der umschnürenden Wirkung des Mantelrohrs kommt. Zudem entdeckt SCHNEIDER einen deutlichen Schwindspalt zwischen Stahlmantel und UHPC-Kern, dessen Dicke ca. 0,7 ‰ des Betondurchmessers betrug, welcher den soeben beschriebenen Effekt verstärkt. Deshalb konnte die maximal ertragbare Last durch die Mantelrohr-Umschnürung nur um 0 bis 12 %, im Vergleich zu einem einachsig gedrückten UHPC-Querschnitt, gesteigert werden. [22]

Held

Die Arbeit von SCHNEIDER [24] basierte unter anderem auf Untersuchungen von HELD [25], welcher in seiner Dissertation das Tragverhalten von Stahlbetonstützen, Stahlfaserbetonstützen und Verbundstützen aus normalfestem und hochfestem Beton sowohl experimentell als auch theoretisch untersuchte. Bei den Verbundstützen handelte es sich um ausbetonierte Stahlrohrstützen, mit deren Hilfe HELD die Traglast- und Duktilitätssteigerung durch die Aktivierung eines passiven Querdruckes ermitteln wollte. Bei diesen Versuchen handelte es sich um Zusatzversuche, welche die Stahlbetonstützenversuche ergänzen sollten. Er stellte fest, dass aufgrund der Umschnürung des Betons durch das Stahlrohr das duktile Verhalten der Stütze auch bei hochfestem Beton verbessert wurde. Anhand der gewonnenen Erkenntnisse validierte HELD seinen zuvor erstellten Bemessungsansatz. In der folgenden Abbildung ist der Versuchsaufbau der beschriebenen Versuche mit der verwendeten Messtechnik dargestellt.



Abbildung 2.15: Versuchsaufbau und verwendete Messtechnik der von HELD durchgeführten Verbundstützenversuche [25]

Goralski

GORALSKI [26] untersuchte in seiner Dissertation das Verhalten von kammerbetonierten Verbundträgern aus hochfesten Baustoffen und führte dazu unter der Berücksichtigung der speziellen Eigenschaften dieser Materialien grundlegende theoretische und experimentelle Untersuchungen der Tragmechanismen der kammerbetonierten Träger durch. Zu diesem Zweck fanden sowohl Push-Outals auch Pull-Out-Versuche und zudem auch Kompressionsversuche statt, um das Zusammenwirken des Betons mit dem Stahlprofil zu ermitteln. Er stellte den Verbund mit Hilfe von, auf den Steg aufgeschweißten, Kopfbolzendübeln oder durch Steckbügel, welche in Stegöffnungen angeordnet wurden, sicher. Zudem untersuchte GORALSKI den reinen Haftverbund zwischen Beton und Stahl, sowie verschiedene Reibverbundmechanismen, die eine zusätzliche Verbundwirkung hervorrufen und die Effekte des Kriechens und Schwindens auf den Traganteil der Reibung. Mit Hilfe der Erkenntnisse aus den Versuchen wurde ein FE-Modell entwickelt und Regeln für die Bemessung hochfester, kammerbetonierter Verbundträger aufgestellt.



Abbildung 2.16: Versuchsaufbau der Push-Out-Versuche (links) und der Pull-Out-Versuche (rechts) [26]



Abbildung 2.17: Versuchsaufbau der Kompressionsversuche [26]

3 Anforderungen an modulare Konstruktionen aus UHPC

3.1 Anwendungsgebiete der modularen Bauweise

Das Bauen mit vorgefertigten Modulen erfährt in den letzten Jahren immer mehr an Bedeutung. Am deutlichsten ist dies bei Hochbauten ausgeprägt, deren Nutzung sich sehr schnell und grundlegend ändert. Ein Beispiel sind Operationssäle in Kliniken. Mit der voranschreitenden medizinischen Technik werden OP-Räume ca. alle fünf Jahre mit komplett neuer Technik ausgestattet. Dabei ist in bestehenden Klinikbauten mit dem Bestand umzugehen, der den Umbau oft erschwert und zudem deutlich schwieriger und somit teuer macht. Hinzu kommt, dass Baumaßnahmen in der Altsubstanz mit störenden Arbeiten verbunden sind, die den Patienten nur ungern zugemutet werden.

So entstehen modulare OP-Einheiten, die über eine komplette Austauschbarkeit eine schnelle Anpassung an die neuen Anforderungen und Funktionen ermöglichen. Darüber hinaus haben sich Anbieter etabliert, die Hochbauten unterschiedlicher Nutzung aus Containermodulen entwickeln. Diese sind in ihrer Herstellung hochspezialisiert und in der Regel für zeitlich begrenzte Nutzungszeiträume ausgelegt. Oft werden diese Containermodule bei Bildungseinrichtungen verwendet, die kurzfristig eine Erweiterung der Räumlichkeit benötigen, um beispielsweise bestehende Gebäudeteile einer Grundinstandsetzung zu unterziehen.

Aber auch für längere Zeit genutzte Gebäude werden vorgefertigte und einfach zu montierende Bauelemente immer wichtiger. Vorreiter im Hinblick auf die Modularisierung waren Parkhäuser, vorwiegend in Verbundbauweise hergestellt [27]. Parkhäuser sind über ihre Nutzung eindeutig definiert und daher einfach zu standardisieren [28]. Durch den immer höheren Grad der Vorfertigung und die konsequente Standardisierung mit Elementen werden Parkhäuser, Bürogebäude und Logistikzentren in Deutschland über einen längeren Zeitraum nur noch von wenigen, hochspezialisierten Anbietern wie der Fa. Goldbeck gebaut [29]. Dies unterstreicht die hohe Wettbewerbsfähigkeit von modularen Elementbauweisen.

Neben diesen sehr stark vereinheitlichten Hochbauten wie Parkhäuser und Logistikzentren ist die Modularisierung auch in weniger standardisierten Gebäuden aus folgenden Gründen sinnvoll.
3.2 Anforderungen an die Anwendung modularer Bauweisen im Hochbau

Vordergründig stellen die Herstellungskosten eine Entscheidungsgrundlage für die Wahl der Bauweise eines Gebäudes dar. Sie sind der Gradmesser für die Wirtschaftlichkeit einer Bauweise. Sind die Herstellungskosten im Allgemeinen zu hoch, kommen spezielle Bauweisen nur in Sondernutzungen zum Einsatz. Dies kann beispielsweise bei Gebäuden mit speziellen architektonischen Anforderungen der Fall sein. Sind die Baukosten in einem wettbewerbsfähigen Rahmen, spielt die Bauzeit einschließlich der Planungszeit in der Bewertung durch den Bauherrn eine wichtige Rolle. Von Vorteil ist dabei, wenn eine schnelle Bauzeit auch in ungünstigen Zeiten, wie im Winter möglich ist. Dabei muss auch im Winter die Arbeitssicherheit auf der Baustelle gegeben sein. Von Vorteil ist somit eine schnell zu schließende Gebäudehülle, die ein witterungsunabhängiges Bauen im Gebäudeinneren möglich macht.

Durch die modulare Herstellung, d.h. durch bereits vorgefertigte Elemente, erstreckt sich die Herstellung über einen längeren Zeitraum, jedoch größtenteils unabhängig von der Zeitschiene auf der Baustelle. Die standardisierte Herstellung im Werk ermöglicht eine Optimierung der Qualität. Werden Qualitätsmängel im Werk festgestellt, sind diese unmittelbar zu beheben. Die Elemente, die von der schlechten Qualität betroffen sind, können in kurzen Zeiträumen nochmals hergestellt werden, da sie ja noch nicht vor Ort verbaut sind. Somit wird die auch Qualitätssicherung von der Baustelle in die Vorfertigung übertragen.

Die Montage der Elemente auf der Baustelle setzen baupraktische Verbindungen voraus, die sich einfach fügen lassen und maßtolerant sind. In der Vergangenheit haben sich Vergusslösungen für Montagestöße durchgesetzt, da diese einfach herzustellen sind und Maßtoleranzen einfach aufzunehmen sind. Natürlich ist eine solche Lösung nicht für jedes Konstruktionsdetail realisierbar. Ist der Anteil an Vergusslösungen jedoch hoch, können sehr hohe Baugeschwindigkeiten erreicht werden.

Neben den Herstellkosten und einem kurzen Realisierungszeitraum ist die Variabilität in der Nutzung für den Besitzer einer Immobilie ein Kriterium für dessen Wirtschaftlichkeit über einen Betriebszyklus gesehen. Wie unter Punkt 3.1 beispielhaft dargestellt, können die Zyklen sehr kurz sein und spezielle Lösungen für die Umnutzung fordern. Der durchschnittliche Zyklus einer Nutzung beträgt bei Gewerbeimmobilien 8-10 Jahre. Dies bedeutet, dass auf die Herstellung des Gebäudes in enger Folge Umbauten erfolgen. Neue Konzepte beispielsweise in der Automobilindustrie sehen komplett variable Gebäudehülle vor, in die neue Ebenen und Arbeits-, Büro- und Werkstattmodule eingezogen werden. Im Grundriss wird von den bisher üblichen Rastern von 8,40 x 8,40 m nun immer öfter abgewichen. Die Forderung nach der Variabilität ergeben im Industriebau Raster von 12,00 x 12,00 m bis zu 16,00 x 16,00 m. Der Innenausbau kann nahezu vollständig unabhängig von Stützenrastern durchgeführt werden. Für diese großen Spannweiten sind allerdings neue Bauweisen zu entwickeln, die eine schnelle Herstellung ermöglichen. Der Stahlbetonverbundbau zeigt bei großen Spannweiten einige Vorteile. Durch die ideale Zusammenwirkung der Baustoffe Beton und Stahl kommt es zu erheblichen Gewichtseinsparungen bei den Modulen. Maßgebend ist in der Regel die Betonkubatur des Moduls, der Stahl trägt weniger zum Gesamtgewicht des Bauteils bei. Durch die Verwendung

von UHPC lässt sich die Betonkubatur und damit das Transport- und Verlegegewicht eines Moduls erheblich verringern.

Die Wettbewerbsfähigkeit von Hochbauten wird zusammenfassend durch folgende Forderungen umrissen:

- Geringe Herstellungskosten
- Schnelle, möglichst witterungsunabhängige Herstellung
- Großflächige Module mit geringen Montagegewichten
- Arbeitssicherheit auf der Baustelle
- Hohe Qualität und Überwachbarkeit auf der Baustelle
- Große Flexibilität während der Nutzungsdauer
- Geringe Unterhaltungskosten

4 Untersuchungen zu filigranen UHPC-Verbundträger

4.1 Allgemeines

Wie in Kapitel 2.4 zum Stand der Technik von Verbundträgern beschrieben, existieren für die angedachten filigranen Verbundträger mit dünnen UHPC-Stegen und der Verbunddübelleiste als Verbundmittel und dem Flachstahl als Bewehrung bisher externe noch keine Bemessungsvorschriften. Die Tragfähigkeit dieser Bauteile des modularen Systems muss also experimentell ermittelt werden. Für die Untersuchung von Biegeträgern bieten sich in der Regel Plattenbalkenquerschnitte an, die auch in diesem Fall verwendet werden. Wie ebenfalls bereits früher erläutert, weichen diese Verbundträger von den üblichen Verbundträgern aus Baustahl dadurch ab, dass kein vollständiger Baustahlquerschnitt in Form eines I-Profils vorliegt, das eigenständig auf Biegung trägt. In diesem Kapitel werden zunächst die durchgeführten Versuche und Auswertungen beschrieben, bevor auf die numerischen Untersuchungen und die Möglichkeit der Bemessung dieser Träger eingegangen wird. Die Besonderheiten eines Verbundträgers mit externer Bewehrung und einem dünnen UHPC-Steg werden dabei jeweils intensiv betrachtet.

4.2 Versuchsprogramm und Messtechnik

Die Untersuchung der filigranen UHPC-Verbundträger erfolgt mit Hilfe von 4-Punkt-Biegeversuchen, um Aufschluss zu erhalten, welche Tragfähigkeit die als externe Bewehrung eingesetzten Verbunddübelleisten in dünnen UHPC-Stegen besitzen und welche Biege- und Schubtragfähigkeiten diese Verbundbalken aufweisen. Hierzu wurden insgesamt zwölf Versuche mit Verbundbalken aus UHPC geplant und durchgeführt, bei denen unter anderem die Schubschlankheit, die Bügelbewehrung und die Tragfähigkeit der Verbunddübelleisten (unterschiedliche Stahlgüten und -dicken) variiert wurden. Die Höhe der Balken beträgt zwischen 32 cm und 48 cm bei einer Länge von jeweils 3,20 m. Eine Prinzipdarstellung der Plattenbalken findet sich in Abbildung 4.1 und Abbildung 4.2. In Abbildung 4.2 ist der Beton dabei in der Mitte des Steges geschnitten, so dass die verwendeten Verbunddübelleisten mit Klothoidenform, die zur Verdübelung verwendet wurden, sichtbar sind.



Abbildung 4.1: Prinzipdarstellung der Plattenbalken mit 48 cm Höhe



Abbildung 4.2: Prinzipdarstellung der Plattenbalken mit 48 cm Höhe (Steg in Mitte geschnitten) [30]

Der folgenden Tabelle ist die Übersicht der durchgeführten Verbundbalkenversuche und ihrer wichtigsten Parameter zu entnehmen. Bei den Plattenbalken mit 50 % Dübel wurde jeder zweite Stahldübel entfernt, so dass zur Schubkraftübertragung nur die Hälfte der Verbunddübel zur Verfügung steht. Die angegebene Länge ist die Distanz zwischen den Auflagern. Diese ist mit 3,0 m immer konstant. An jeder Seite gibt es einen Auflagerüberstand von 0,1 m, wodurch sich eine Gesamtlänge von 3,2 m für die Träger ergibt. Die Vorplanung ergab, dass eine Konzentration der Versuche auf Verbundbalken mit Klothoidenleistendicken t_{Kltoh} . von 10 mm, 5 mm und 3 mm sinnvoll ist, um die Dübelversagensarten des Beton-Spaltens und des Stahlversagens untersuchen zu können. Die Betonhöhe h_c wurde, wie bereits erwähnt, variiert, um den Einfluss der Schubschlankheit untersuchen zu können. Die weiteren Abmessungen des UHPC können den folgenden Spalten der Tabelle entnommen werden. Zum Einsatz kam jeweils ein UHPC der Mischung B5Q mit entweder 2,5 Vol.-% Stahlfasern oder 0,9 Vol.-% Stahlfasern. Ob Bewehrung verwendet wurde oder nicht, kann der letzten Spalte entnommen werden.

| Bez. | Dübel | Länge [m] | t _{Kloth.} [mm] | h _c [cm] | tsteg [cm] | bPlatte [cm] | tPlatte [cm] | Beton | Bewehrung |
|------------|-------|-----------|--------------------------|---------------------|------------|--------------|--------------|---------|-----------|
| | | | | | | | | | |
| PB-30-10-1 | 100% | 3,0 | 10 | 30 | 6,0 | 30,0 | 6,0 | B5Q-2,5 | ja |
| PB-30-10-2 | 50% | 3,0 | 10 | 30 | 6,0 | 30,0 | 6,0 | B5Q-2,5 | ja |
| PB-30-10-3 | 100% | 3,0 | 10 | 30 | 6,0 | 30,0 | 6,0 | B5Q-2,5 | nein |
| PB-30-10-4 | 100% | 3,0 | 10 | 30 | 6,0 | 30,0 | 6,0 | B5Q-0,9 | ja |
| PB-46-10-1 | 100% | 3,0 | 10 | 46 | 6,0 | 30,0 | 6,0 | B5Q-2,5 | ja |
| | | | | | | | | | |
| PB-30-5-1 | 100% | 3,0 | 5 | 30 | 6,0 | 30,0 | 6,0 | B5Q-2,5 | ja |
| PB-30-5-2 | 100% | 3,0 | 5 | 30 | 6,0 | 30,0 | 6,0 | B5Q-0,9 | ja |
| PB-30-5-3 | 100% | 3,0 | 5 | 30 | 6,0 | 30,0 | 6,0 | B5Q-2,5 | nein |
| | | | | | | | | | |
| PB-30-3-1 | 100% | 3,0 | 3 | 30 | 6,0 | 30,0 | 6,0 | B5Q-2,5 | ja |
| PB-30-3-2 | 100% | 3,0 | 3 | 30 | 4,0 | 30,0 | 6,0 | B5Q-2,5 | nein |
| PB-30-3-3 | 50% | 3,0 | 3 | 30 | 6,0 | 30,0 | 6,0 | B5Q-2,5 | ја |
| PB-46-3-1 | 100% | 3,0 | 3 | 46 | 6,0 | 30,0 | 6,0 | B5Q-2,5 | ја |

Tabelle 4.1: Versuchsmatrix mit Abmessungen und Betonart sowie Bewehrung

Die Balkenbezeichnungen werden am Beispiel des PB-30-10-1 erläutert:

- PB = Plattenbalken
- 30 = Höhe des Betons gesamt
- 10 = Dicke der Verbunddübelleiste
- 1 = Nummer des Versuchskörpers

4.2.1 Querschnitte

Die in der Versuchsmatrix angegebenen Abmessungen und Varianten führen zu den folgenden Querschnitten (Abbildung 4.3 und Abbildung 4.4). Es ergeben sich dabei Gesamthöhen der Träger von 48 cm (46 cm Beton und 2 cm Stahlflansch) sowie 32 cm (30 cm Beton und 2 cm Stahlflansch).



Abbildung 4.3: Querschnitte für Plattenbalken mit 32 und 48 cm Höhe und 6 cm Stegdicke



Abbildung 4.4: Querschnitt für Plattenbalken mit 32 cm Höhe und 4 cm Stegdicke (PB-30-3-2)

4.2.2 Bewehrung

Die prinzipielle Bewehrungsführung der Plattenbalken mit den verschiedenen Höhen war jeweils gleich. Abbildung 4.5 zeigt die Bewehrung für einen Versuchsträger mit 48 cm Höhe. Es wurde nur Bewehrung mit 6 mm Durchmesser verwendet, da aufgrund der geringen Bauteildicke die Verwendung von Bewehrung mit größerem Durchmesser nicht möglich ist.



Abbildung 4.5: Bewehrung für Plattenbalken mit 48 cm Höhe in der Ansicht [30]



In Abbildung 4.6 ist die Bewehrung für den Balken mit 48 cm Höhe im Schnitt dargestellt.



4.2.3 Herstellung

Die Herstellung der Plattenbalken erfolgte im Labor des Materialprüfungsamtes für Bauwesen an der TUM. Die Betonage erfolgte durch vertikales Einfüllen des UHPC von oben, so dass die Oberseite der Platte anschließend abgezogen werden musste. Alle anderen Oberflächen hingegen waren schalglatt.



Abbildung 4.7: Betonage eines Plattenbalkens im Labor der TUM

4.3 Messtechnik und Versuchsdurchführung

4.3.1 Versuchsaufbau

Wie bereits erwähnt erfolgt die Belastung des Plattenbalkens im 4-Punkt-Biegeversuch. Die Lasten werden dazu mit einem Zylinder über eine Traverse im Abstand von je 1 m vom Auflager aufgebracht. Sowohl die Lasteinleitung als auch die Lagerung des Versuchsträgers erfolgt über Rollen, so dass eine gelenkige Lagerung vorliegt und die Kräfte gleichmäßig eingeleitet werden. Abbildung 4.8 zeigt außerdem die Lage der wichtigsten Untersuchungsschnitte L, A bis D, M, E bis H und R.



Abbildung 4.8: Übersicht Versuchsaufbau mit Zylinder, Traverse, Versuchsträger und Auflagerung

Die Umsetzung des geplanten Versuchsaufbaus in die Realität und der Querschnitt des PB-30-3-2 kann Abbildung 4.9 und Abbildung 4.10 entnommen werden.



Abbildung 4.9: Übersicht des Versuchsaufbaus mit Schlupf- und Durchbiegungsmessung



Abbildung 4.10: Querschnitt PB-30-3-2 nach dem Betonieren

4.3.2 Messtechnik

Um das Verhalten der Plattenbalken während der Versuchsdurchführung detailliert beobachten zu können, wurden folgende Messungen durchgeführt:

- Dehnungsmessung an verschiedenen Stahldübeln entlang der Verbunddübelleiste
- Dehnungsmessung des Betons und des Stahls in den Schnitten B und M
- Schlupfmessung zwischen Stahl und Beton entlang der Verbundfuge
- Messung der Auflagerverdrehung mit Wegaufnehmern an den Trägerenden
- Messung der vertikalen Verschiebung des Verbundträgers in den Schnitten B, D, M, E und G

Im Folgenden ist die Positionierung der DMS auf den Stahldübeln sowie die Schlupfmessung und die vertikale Verschiebungsmessung detailliert dargestellt. Die Ergebnisse der Schlupfmessungen, der Dehnungen der Stahldübel und des Flachstahls, welche die wichtigsten Erkenntnisse für die Auswertung der Versuche lieferten sind für jeden Versuchsträger in Anhang A.3 dokumentiert.

Dehnungsmessung der Stahldübel entlang der Verbunddübelleiste

Die Stahldübel werden von Links (Schnitt L) nach rechts (Schnitt R) durchnummeriert. Bei den Versuchskörpern PB-30-10-1, PB-46-10-1, PB-30-3-1 und PB-46-3-1 werden je zwölf DMS eingesetzt und zwar auf den Dübeln 1, 2, 4, 6, 8, 10, 22, 24, 26, 28, 30, 31. Bei den übrigen Prüfkörpern sind es nur acht und zwar auf den Dübeln 2, 4, 6, 8, 10, 22, 26, 30 (vgl. Abbildung 4.11 und Abbildung 4.12 zur Lage entlang der Verbunddübelleiste und der Positionierung am Stahldübel).



Abbildung 4.11: Gesamtansicht der DMS auf den Verbunddübeln



Abbildung 4.12: Detailansicht der Lage der DMS auf den Dübeln

Schlupfmessung zwischen Stahl und Beton entlang der Verbundfuge

Der Schlupf zwischen Stahl und Beton wurde während des gesamten Versuchs kontinuierlich gemessen. Dazu wurden in den Schnitten L, A bis D, M, E, G und R auf jeder Seite ein Wegaufnehmer auf dem Stahl befestigt und die Relativverschiebung zum UHPC aufgezeichnet (Abbildung 4.13).



Abbildung 4.13: Schlupfmessung zwischen Stahl und UHPC-Steg [30]

Die Konzeption der Verbundträger mit einer externen Bewehrung bedeutet, dass der Steg des Trägers aus Beton ist und der Stahlflansch außerhalb des Querschnitts als externe Zugbewehrung liegt. Hierdurch ergibt sich unter Biege- und Schubbeanspruchung eine Rissbildung im Trägersteg, die die Schlupfmessung beeinflusst und dazu führt, dass die Schlupfmessungen besonders im Grenzbereich der maximalen Tragfähigkeit nicht symmetrisch sind und es auch zu Schlupf in der Trägermitte kommen kann. Die gemessenen Schlupfwerte können daher nicht direkt mit dem Schlupf bei üblichen Verbundträgern verglichen werden und spiegeln nur bedingt die tatsächliche Relativverschiebung unter Schubbelastung zwischen dem Verbundmittel und dem Beton wieder.

Messung der vertikalen Verschiebung des Verbundträgers und der Auflagerverdrehung

Die Messung der vertikalen Verschiebung des Verbundträgers erfolgte in den Schnitten B, D, M, E und G (vgl. Abbildung 4.14) mittels Wegaufnehmern. Die Auflagerverdrehung wurde an beiden Balkenenden durch ein Paar von Wegaufnehmern gemessen, die im oberen und unteren Bereich des Querschnitts die horizontale Verschiebung aufzeichneten.



Abbildung 4.14: Messung der vertikalen Verschiebung des Verbundträgers und der Auflagerverdrehung [30]

4.4 Ergebnisse

4.4.1 Übersicht

Der folgenden Tabelle können die maximalen Traglasten sowie die vorliegenden Versagensmechanismen entnommen werden. Es wird dabei in der Regel zwischen einem primären und einem sekundären Versagensmechanismus unterschieden. Diese Unterscheidung ist notwendig, da bei den Verbundträgern mit externer Bewehrung und 3 mm sowie 5 mm dicker Klothoidenleiste immer ein Verdübelungsgrad von weniger als 100 % vorlag, so dass es dort zu einem Fließen der Stahldübel gekommen ist. Zusätzlich lag auch der Verdübelungsgrad von PB-30-10-2 unterhalb von 100 %, was an dem duktilen Tragverhalten aus Abbildung 4.15 erkannt werden kann. Bei diesen Verdübelungsgraden liegt somit immer eine Interaktion zwischen dem Verhalten der Verbundfuge und dem globalen Tragverhalten vor.

| Paraiahnung | maximale | v _m [mm] | Versagensmechanismus der Träger | | | |
|-------------|-----------|----------------------|--|--------------------|--|--|
| Bezeichnung | Last [kN] | bei F _{max} | Primär | Sekundär | | |
| PB-30-10-1 | 675.0 | 94.0 | Fließen Stahlflansch | - | | |
| PB-30-10-2 | 467.0 | 22.5 | Fließen Stahldübel | Biegeschubriss | | |
| PB-30-10-3 | 455.0 | 12.6 | Querkraftversagen Betonsteg | Betondübelversagen | | |
| PB-30-10-4 | 567.2 | 18.9 | Querkraftversagen Betonsteg | Betondübelversagen | | |
| PB-46-10-1 | 955.2 | 15.1 | Querkraftversagen Betonsteg + Fließen Stahlflansch | Betondübelversagen | | |
| PB-30-5-1 | 413.4 | 23.5 | Fließen Stahldübel Biegeschu | | | |
| PB-30-5-2 | 393.1 | 26.9 | Fließen Stahldübel | Biegeschubriss | | |
| PB-30-5-3 | 325.3 | 16.1 | Fließen Stahldübel + Betondübelversagen | Biegeschubriss | | |
| PB-30-3-1 | 328.6 | 34.7 | Fließen Stahldübel | Biegeschubriss | | |
| PB-30-3-2 | 226.0 | 20.5 | Fließen Stahldübel Biegeschuł | | | |
| PB-30-3-3 | 208.0 | 19.1 | Fließen Stahldübel | Biegeriss | | |
| PB-46-3-1 | 513.2 | 17.6 | Fließen Stahldübel | Biegeschubriss | | |

Tabelle 4.2: Überblick der Versuchsergebnisse und Versagensmechanismen der Träger

Eine genaue Beschreibung des Tragverhaltens folgt anhand der Kraft-Durchbiegungskurven im nächsten Abschnitt.

4.4.2 Kraft-Durchbiegung

Im Folgenden sind die Last-Verformungskurven für alle zwölf geprüften Balken dargestellt. Aus diesen Kurven werden zunächst einmal das globale Tragverhalten der Versuchskörper sowie die erreichte Maximallast ersichtlich. Wie zu erwarten zeigt der Versuchskörper mit einer stärkeren Verdübelung PB-46-10-1 im Vergleich zu einem Versuchskörper mit dünner Klothoidenleiste PB-46-3-1 eine deutlich höhere Maximallast (vgl. Abbildung 4.15). Dies liegt am höheren Verdübelungsgrad und dem damit einhergehenden geringeren Schlupf. Allerdings führt auch genau dieser Aspekt zu einem etwas spröderen Gesamttragverhalten dieses Verbundträgers.



Abbildung 4.15: Last-Mittendurchbiegungskurven aller Verbundträgerversuche

Vergleicht man die Balken mit 48 cm Gesamthöhe mit den Balken PB-30-10-1 und PB-30-3-1 so stellt man fest, dass, wie erwartet, die niedrigeren Balken eine geringere Maximaltragfähigkeit aufweisen. Dies liegt zum einen am kleineren inneren Hebelarm und zum anderen an der größeren Schubschlankheit. Beim Vergleich der 32 cm hohen Balken untereinander in Abbildung 4.15 (rechts) ist klar ersichtlich, dass es bei einem Balken ohne Schubbewehrung (PB-30-10-3) zu einem verfrühten Versagen im Vergleich zu Balken mit Schubbewehrung (PB-30-10-1) kommt. Ebenso leistet der Stahlfasergehalt zur Übertragung der Schubkräfte einen wichtigen Beitrag, was man am Kurvenverlauf von PB-30-10-4 erkennt. Der Versuchskörper mit 50 % der Dübel (PB-30-10-2) führt im Gegensatz dazu zu einem etwas duktileren Verlauf bei entsprechend niedrigerer Maximallast.

Die Plattenbalken mit der 5 mm dicken Klothoidenleiste verhalten sich bei einer verminderten Traglast im Vergleich zu den Balken mit 10 mm dicken Klothoidenleisten jedoch deutlich duktiler. Auch hier erreicht der Träger ohne Bewehrung die niedrigste Last und versagt bei der geringsten Mittendurchbiegung. Der Trend, der bei den Plattenbalken mit 5 mm dicker Leiste zu erkennen war, setzt sich bei den Plattenbalken mit 3 mm dicker Leiste fort. Die maximale Traglast wird geringer, aber die Duktilität nimmt im Gegenzug zu. Die beiden Balken mit nur 4 cm Stegdicke und ohne Bewehrung (PB-30-3-2) sowie mit nur 50 % Dübel (PB-30-3-3) zeigen kleinere Traglasten als der Plattenbalken PB-30-3-1. Sie weisen jedoch weiterhin ein sehr duktiles Verhalten auf.

Insgesamt ist festzustellen, dass der Einfluss des Stahlfasergehaltes und der Stabstahlbewehrung deutlich ersichtlich ist und besonders bei den Versuchskörpern mit 10 mm dicker Verbunddübelleiste, die zu einem Betondübelversagen führt, berücksichtigt werden muss. Wie zu erwarten, zeigten die Balken mit einem größeren inneren Hebelarm und mit einer höheren Verdübelung größere Traglasten und die Duktilität der Plattenbalken war bei den Versuchsträgern mit 3 mm dicker Klothoidenleisten am größten. Bei Versuchsträger PB-30-10-1 versagte der Beton nicht im Schubbereich, sondern bei Schnitt M, wodurch es zu einem sehr deutlichen Fließen des Stahlflansches kam, während sich der Riss weiter öffnete. Es fand also kein Versagen der Verbundfuge oder ein Querkraftversagen, wie bei den anderen Trägern, statt.

4.4.3 Rissbilder der Versuchsträger

Beispielhaft für alle Versuchskörper ist an dieser Stelle das Rissbild des Versuchskörpers PB-30-3-1 von der Vorder- und Rückseite dargestellt. Das endgültige Versagen erfolgte durch die Öffnung eines Biegeschubrisses zwischen Schnitt E und F (sekundäres Versagen), der durch ein Fließen der Klothoidenleiste (primäres Versagen) ermöglich wurde. Insgesamt ist das Tragverhalten sehr symmetrisch, was an dem ebenfalls sehr großen Riss zwischen C und D sowie dem insgesamt sehr gleichmäßigen Rissbild zu erkennen ist (vgl. Abbildung 4.16 und Abbildung 4.17).



Abbildung 4.16: Rissbildung nach Versuchsabschluss beim Versuchskörper PB-30-3-1 (Vorderseite)



Abbildung 4.17: Rissbildung nach Versuchsabschluss beim Versuchskörper PB-30-3-1 (Rückseite)

Die weiteren Rissbilder der Versuchsträger können der Anlage A.2 als Prinzipdarstellungen entnommen werden.

4.4.4 Zusammenfassung

Es wurden insgesamt drei primäre Versagensarten beobachtet. Dies sind das Fließen des Stahlflansches, also der externen Bewehrung, das Querkraftversagen des UHPC-Steges und das Versagen der Verbunddübel. Während die ersten beiden Versagensarten die Querschnittstragfähigkeit des Verbundträgers betreffen, ist das Versagen der Verbunddübel als ein lokales Verbundversagen der Längsbewehrung zu interpretieren, die direkt mit dem Verdübelungsgrad zusammenhängt. Sowohl die Tragfähigkeit bei Biegeversagen als auch diejenige bei Verbunddübelversagen kann mit den Ansätzen der Teilverbundtheorie, die in Kapitel 2.4.1 beschrieben wurden, ermittelt werden. Allerdings sollte der Verdübelungsgrad in diesem Fall als prozentualer Anteil der Verbundkraft angesehen werden, die zum Fließen des Stahlflansches führt. Liegt der Wert unter 1,0 so wird der Stahl nicht vollständig ausgenutzt und fließt nicht. Aus wirtschaftlichen Gründen bietet es sich in diesem Fall an, ein anders Profil zu wählen. Die Verbunddübelleiste sollte so gewählt werden, dass es nicht zu einem Betondübelversagen kommt. Dies bedeutet, dass der Verdübelungsgrad bei möglichem Betonversagen über 100% liegen muss und nur bei den duktilen Verbunddübelleisten mit 3 mm und 5 mm ein geringerer Verdübelungsgrad vorliegen darf. Stabstahl-Bewehrung sollte nach Möglichkeit zur Erhöhung der Robustheit und Tragfähigkeit immer eingelegt werden.

Hinsichtlich der Querkrafttragfähigkeit der Verbundträger kann auf die Ansätze von THIEMICKE [31] zurückgegriffen werden. Sie entwickelte einen Querkraftbemessungsansatz für extrem dünne UHPC-Stege bei gleichzeitig hochbewehrten Flanschen. Die Nachrechnung der Versuche mit Ihren Ansätzen zeigte eine sehr gute Übereinstimmung, so dass dieser Ansatz zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit verwendet werden kann.

4.5 Numerische Untersuchungen

4.5.1 Allgemeines

Die numerischen Untersuchungen der Verbundträger wurden mit dem FE-Programm ABAQUS durchgeführt. Dabei wurden in ABAQUS die einzelnen Versuche simuliert und die Ergebnisse mit denen der experimentellen Untersuchungen verglichen. Hierbei kam mit ABAQUS/Explicit die zentrale Differenzenmethode zur Lösung des nichtlinearen Gleichungssystems zum Einsatz. Die Hintergründe dieses Solvers sind unter anderem in [1] beschrieben, wo auf die numerische Simulation von Push-Out Körper aus UHPC eingegangen wird. Zusätzlich findet sich dort auch eine Beschreibung des Materialmodells für den Beton (*Concrete Damaged Plasticity*), das ebenfalls bei den Verbundträgern zur Anwendung kam.

4.5.2 Modellbildung

Die Modellbildung erfolgte ebenfalls in Anlehnung an die FE-Berechnungen der Push-Out Versuche aus [1] und daher wurde unter Ausnutzung der doppelten Symmetrie nur ein Viertel des Plattenbalkens modelliert. Neben der Variante als Plattenbalken wurde in den Vorberechnungen auch eine Variante als Balken ohne Platte untersucht, für welche das Viertelmodell mit den Kontaktbereichen (1 bis 4) in Abbildung 4.18 dargestellt ist.



Abbildung 4.18: Aufbau des FE-Modells der Verbundträger und Kontaktbereiche (Ausnutzung der Symmetrie)

Die endgültige Nachrechnung der Verbundträger erfolgte mit den genauen Abmessungen und es wurde auf die Material- und Interaktionseigenschaften der FE-Simulationen der PO-Versuche [1] zurückgegriffen. Die Bewehrung wurde wie in Abbildung 4.19 dargestellt, sofern vorhanden, berücksichtigt.



Abbildung 4.19: Bewehrungsführung im FE-Modell

Die Netzfeinheit wurde an die Dicke der Verbunddübelleiste angepasst, so dass die kleinsten Elementkantenlängen 1,5 mm betrugen.

4.5.3 Ergebnisse

Im Rahmen der numerischen Berechnungen wurden neben den reinen Höchstlasten und dem Verformungsverhalten vor allen Dingen die Rissbildung im Beton sowie die Spannungen im Stahlflansch und in der Verbunddübelleiste überprüft und mit den realen Versuchsergebnissen verglichen.

Der Vergleich der tatsächlichen Rissbildung mit der Zugschädigung aus dem FE-Programm, welche als Rissbildung in ABAQUS interpretiert werden kann, wird beispielhaft und den Balken PB-46-3-1 in Abbildung 4.20 gezeigt. Hierbei kann festgestellt werden, dass eine sehr gute Übereinstimmung im Hinblick auf die Lage und Neigung des maßgebenden Versagensrisses vorliegt. Der Vergleich der weiteren Balken mit den Rissbildern aus dem Versuch wies in der Regel ähnlich gute Übereinstimmungen auf.



Abbildung 4.20: Vergleich der Rissbildung im Versuch mit den Betonzugschädigungen (Risse) aus der FE-Simulation für den Versuchskörper PB-46-3-1

Am Beispiel des Verbundträgers PB-30-3-1 (vgl. Abbildung 4.21) ist eindeutig zu erkennen, dass das Versagen infolge des Fließens der Stahldübel auftritt, da alle Dübel solch hohe Spannungen aufweisen, dass es über die gesamte Querschnittsbreite zu plastischen Dehnungen kommt. Dieses Verhalten zeigt sich in ähnlicher Form für alle Versuchsträger die primär durch das Überschreiten der Streckgrenze der Verbunddübelleiste versagen.



Abbildung 4.21: Darstellung der Spannungen (oben) und der plastischen Dehnungen (unten) für Versuchskörper PB-30-3-1 bei der Maximallast

Wie aus Abbildung 4.22 für den gleichen Träger zu erkennen ist, entstehen auch bei den Versuchskörpern mit Stahlversagen Betonschädigungen, was dazu passt, dass diese Träger ebenfalls ein deutliches Rissbild aufwiesen (vgl. Anlage A.2). Im Dübelkernbereich wird der Beton allerdings nur im lastabgewandten Bereich geschädigt, wo es zur Spaltzugbeanspruchung kommt. Im Bereich des Druckkontakts kommt es zu keiner Schädigung, was schließlich zur deutlich sichtbaren Deformation der Stahldübel führt.



Abbildung 4.22: Detailbereich für den Versuchskörper PB-30-3-1 mit Betonschädigungen und deformierten Stahldübeln

Abschließend ist in Tabelle 4.3 der Vergleich der Verbundträgernachrechnungen mit den experimentellen Untersuchungen abgedruckt. Dabei stellt sich eine sehr gute Übereinstimmung zwischen den numerischen Untersuchungen und den Verbundträgerversuchen ein. Es war möglich die Höchstlasten aller Verbundträger sehr genau nachzurechnen, wie aus der Betrachtung von Mittelwert und Variationskoeffizient hervorgeht. Bei den Versuchskörpern mit Versagen der Verbunddübelleiste konnte weiterhin auch die Form der Kraft-Verformungskurven sehr gut angenähert werden.

| Bezeichnung | P _{max,Test} [kN] | P _{FE} [kN] | P_{max}/P_{FE} |
|------------------------|----------------------------|----------------------|------------------|
| PB-30-10-1 | 675.0 | 646.6 | 1.04 |
| PB-30-10-2 | 467.0 | 459.3 | 1.02 |
| PB-30-10-3 | 455.0 | 440.6 | 1.03 |
| PB-30-10-4 | 567.2 | 549.1 | 1.03 |
| PB-46-10-1 | 955.2 | 969.1 | 0.99 |
| PB-30-5-1 | 413.4 | 393.1 | 1.05 |
| PB-30-5-2 | 393.1 | 357.9 | 1.10 |
| PB-30-5-3 | 325.3 | 334.2 | 0.97 |
| PB-30-3-1 | 328.6 | 337.3 | 0.97 |
| PB-30-3-2 | 226.0 | 248.1 | 0.91 |
| PB-30-3-3 | 208.0 | 190.9 | 1.09 |
| PB-46-3-1 513.2 | | 554.9 | 0.92 |
| | Mittelwert | X _m = | 1.01 |
| Variat | ionskoeffizient | v= | 0.058 |

Tabelle 4.3: Vergleich der numerischen Maximallasten mit den Höchstlasten aus den Versuchen

Der Vergleich mit den Berechnungen von Verbundträger ohne Obergurt (vgl. Abbildung 4.19) zeigte, dass sich der geringfügig geringere Hebelarm wie zu erwarten nur leicht in der Momententragfähigkeit widerspiegelt und die Übertragbarkeit der Versuche in Form von Plattenbalken auf Querschnitte ohne Obergurt möglich ist. Die Versuchsergebnisse können somit auch auf die im modularen System angedachten Balken ohne oberen Flansch und gegebenenfalls mit oberer Verbunddübelleiste übertragen werden.

5 Untersuchungen zu schlanken UHPC-Verbundstützen

5.1 Allgemeines

Die experimentellen Untersuchungen zu schlanken UHPC-Verbundstützen erfolgten mit Hilfe von exzentrischen Druckversuchen (siehe Abbildung 5.1). Anhand dieser Versuche wurde ermittelt, in welchem Umfang die außenliegenden Verbunddübelleisten, neben ihrer Funktion als Verbindungselement, auch als externe Bewehrung eingesetzt werden können. Um die Randbedingung einer möglichen Verbindung zu anderen Bauteilen nicht zu beeinträchtigen und zeitgleich ein möglichst großes Betonvolumen bei geringen Außenabmessungen sicherzustellen, wurde für die UHPC-Verbundstützen ein oktogonaler Querschnitt gewählt. In Abbildung 5.2 sind verschiedene Querschnittsvarianten der oktogonalen UHPC-Stützen dargestellt.



Abbildung 5.1: Ansicht, Schnitt und schematischer Versuchsaufbau der Versuche zur Untersuchung von schlanken UHPC-Verbundstützen

Die untersuchten Verbundstützen wiesen eine Länge von 2,50 bis 3,00 m auf, die Breite und Höhe des Betonquerschnitts betrug in etwa 14,5 cm. Als Verbundmittel werden die bereits bei den Untersuchungen zu filigranen UHPC-Verbundträgern und im Forschungsvorhaben "Entwicklung dünnwandiger, flächenhafter Konstruktionselemente aus UHPC und geeigneter Verbindungstechniken zum Einsatz im Hoch- und Industriebau" [1] eingesetzten Klothoidenleisten verwendet. Die Dicke $t_{Kloth.}$ dieser Klothoidenleisten beträgt 3,0 bzw. 5,0 mm, der außenliegende Flansch der Verbunddübelleisten hatte eine Breite von 60 und eine Höhe von 10 mm. Zur Herstellung der Verbunddübelleisten wurde Baustahl der Güte S235 oder S355 verwendet. Als Beton kam die UHPC-Mischung B5Q aus dem DFG-Schwerpunktprogramm 1182 [3] mit einem Stahlfasergehalt von 0,9 oder 2,5 Vol.-% zum Einsatz.



Abbildung 5.2: Verschiedene Querschnittsvarianten der Versuche zur Untersuchung von schlanken UHPC-Verbundstützen

Die Untersuchung der schlanken UHPC-Verbundstützten erfolgte anhand von exzentrischen Druckversuchen (vgl. Abbildung 5.1). Durch die exzentrische Belastung der Stützen konnte zum einen, durch die Variation der Exzentrizität über das Versuchsprogramm, die Interaktion von Moment und Normalkraft überprüft und getestet werden. Zum anderen konnte durch die vorgegebene Versagensrichtung ein gezielter und sinnvoller Einsatz der Messtechnik gewährleistet werden.

5.2 Versuchsprogramm und Messtechnik

Mit den experimentellen Untersuchungen zu Verbundstützen aus UHPC mit Klothoidenleisten wurde das Verbundtragverhalten dieser Bauteile geprüft. Ein besonderes Augenmerk wurde dabei auf den Verbund zwischen Stahl und UHPC bzw. der Aktivierung des außenliegenden Stahlflansches als externe Bewehrung gelegt. Insgesamt wurden zehn Verbundstützen aus UHPC und eine HPC Verbundstütze aus untersucht; dabei wurden unter anderem die Parameter Klothoidenleistendicke, Stahlfasergehalt, Exzentrizität, Schlankheit und Stahlgüte variiert. Um einen Referenzwert zu erhalten, wurde, vor allem aufgrund der wenigen vergleichbaren Versuche aus der Literatur, zusätzlich eine Stütze aus UHPC mit konventioneller Längsbewehrung geprüft. In Tabelle 5.1 ist eine Übersicht über das durchgeführte Versuchsprogramm abgedruckt. Die Bezeichnung der Versuchskörper beinhaltet dabei bei allen Verbundstützen aus UHPC die Dicke der Klothoidenleiste (erste Zahl), sowie eine fortlaufende Nummer (zweite Zahl). Die Verbundstütze aus hochfestem Beton (HPC-1) und die Stütze aus UHPC mit konventioneller Längsbewehrung (S-8/20) wurden gesondert bezeichnet. Alle getesteten Stützen wiesen einen oktogonalen Querschnitt, wie in Abbildung 5.2 dargestellt, auf. Die Querschnittshöhe bzw. -breite des Betons betrug dabei bei allen Stützen in etwa 14,5 cm. Eine Übersicht über die tatsächlichen Querschnittsabmessungen, die nach der Betonage für jede Stütze an drei Schnitten aufgenommen wurden, ist in Anhang B.2 zu finden. Die Dicke der Klothoidenleiste wurde zwischen 3,0 und 5,0 mm variiert, der angeschlossene Flansch (außenliegende Bewehrung) hatte bei allen Verbundstützen eine Breite von 60 und eine Höhe von 10 mm. Bei der Stütze S-8/20 (konventionelle Bewehrung) wurden anstelle der Verbundleisten acht Bewehrungsstäbe mit einem Durchmesser von 20 mm eingebaut. In Tabelle 5.1 sind weiterhin die untersuchten Parameter angegeben sowie die relevanten Änderungen gegenüber der Grundvariante farblich markiert.

| Bez. | Höhe [m] | t _{Kloth.} [mm] | Stahl- güte | Beton | e [cm] | Bew. | untersuchter Parameter | |
|----------|-------------|-----------------------------|----------------|----------------|-----------|------------------------------|--------------------------------|--|
| VS-5-1 | 3,0 | 5,0 | S235 | B5Q-2,5 | 0,6 | nein | Grundvariante | |
| VS-5-2 | 3,0 | 5,0 | S235 | B5Q-2,5 | 1,4 | nein | schwache Achse | |
| VS-5-3 | 3,0 | 5,0 | S235 | B5Q-2,5 | 3,4 | nein | Exzentrizität | |
| VS-5-4 | 3,0 | 5,0 | S355 | B5Q-2,5 | 1,4 | nein | Stahlgüte | |
| VS-5-5 | 3,0 | 5,0 | S355 | B5Q-2,5 | 3,4 | nein | Stahlgüte/Exzentrizität | |
| VS-5-6 | 3,0 | 5,0 | S235 | B5Q-0,9 | 0,6 | nein | Stahlfasergehalt | |
| VS-5-7 | 2,5 | 5,0 | S235 | B5Q-2,5 | 1,4 | nein | Stützenschlankheit | |
| VS-HPC-1 | 3,0 | 5,0 | S235 | HPC | 1,4 | nein | Einfluss Beton | |
| VS-3-1 | 3,0 | 3,0 | S235 | B5Q-2,5 | 1,4 | nein | Klothoidenleiste | |
| VS-3-2 | 3,0 | 3,0 | S235/355 | B5Q-2,5 | 3,4 | nein | Klothoidenleiste/Exzentrizität | |
| VS-3-3 | 3,0 | 3,0 | S235 | B5Q-2,5 | 1,4 | nein 50% Zähne, Verdübelungs | | |
| S-8/20 | 3,0 | - | B500 | B5Q-2,5 | 1,4 | konstr. | 'reine' UHPC-Stütze (4 ø28) | |

| Tabelle 5.1: | Verbundstützen | - Versuchsmatrix |
|--------------|------------------|-----------------------------------|
| Tabelle 5.1: | Verbundstützen · | Versuchsmatri |

5.2.1 Verwendete Klothoidenleisten

Um Verbundeigenschaften und das Tragverhalten von UHPC-Verbundstützen die mit Klothoidenleisten zu testen, wurden, wie in Abbildung 5.2 zu sehen, in elf der zwölf Versuchsköper jeweils vier Verbunddübelleisten einbetoniert. Die Klothoidenleisten entsprachen der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung für Verbunddübelleisten Z-26.4-56 [14] und den im Vorgängerprojekt "Entwicklung dünnwandiger, flächenhafter Konstruktionselemente aus UHPC und geeigneter Verbindungstechniken zum Einsatz im Hoch- und Industriebau" [1] sowie den im Zuge der Balkenversuche verwendeten Verbundleisten. Dementsprechend betrug das Maß e_x und damit die Länge eines Verbunddübels 100 mm. Lediglich die Höhe der Klothoidenleisten wurde von 60 auf 50 mm reduziert, um einen möglichst geringen Querschnitt ausbilden zu können. Die Klothoidenleisten selbst wurden per Laserschnittverfahren aus Stahlblechen mit der entsprechenden Dicke geschnitten und anschließend mit Flachstahlleisten mit einer Breite von 60 mm und einer Höhe von 10 mm beidseitig mittels Kehlnähten verschweißt. Im Anschluss an die Schweißarbeiten wurden die Verbunddübelleisten kalt gerichtet. In Abbildung 5.3 sind die Form sowie die Abmessungen der verwendeten Klothoidenleisten angegeben.



Abbildung 5.3: Schematische Darstellung und Geometrie der eingesetzten Verbunddübelleisten [14]

Die grundsätzliche Geometrie der Verbunddübelleisten war bei zehn der elf Verbundstützenversuche unverändert, lediglich die Dicke der Klothoidenleisten (3,0 oder 5,0 mm) sowie die Stahlgüte des Flansches und der Klothoidenleisten (S235 oder S355) wurde variiert. Bei der Verbundstütze VS-3-3 wurde die Geometrie verändert indem jeder zweite Zahn der vier verbauten Klothoidenleisten entfernt wurde, um den Einfluss des Verdübelungsgrad auf das Tragverhalten untersuchen zu können.

5.2.2 Bewehrung

Aufgrund der wenigen bisher durchgeführten Versuche zu schlanken UHPC-Stützen wurde zum Vergleich zur "konventionellen" Bauweise weiterhin eine Stütze mit innenliegender Stabstahlbewehrung hergestellt. Bei dieser Stütze wurden acht Stabstähle mit einem Durchmesser von 20 mm verwendet, um einen vergleichbaren Bewehrungsguerschnitt (25,13 cm²) gegenüber den Verbundstützen zu erreichen. Zusätzlich wurde in einem Abstand von 70 cm eine konstruktive Querbewehrung eingesetzt. Bei den restlichen Versuchen wurde auf den Einsatz einer konventionellen Längs- bzw. Querbewehrung verzichtet. Die genaue Bewehrungsführung und die Abmessungen der verwendeten Bewehrung für die Stütze HPC-1 sind in Abbildung 5.4 dargestellt.



Abbildung 5.4: Bewehrung für UHPC Stütze mit Stabstahlbewehrung

5.2.3 Herstellung

Alle zwölf im Rahmen der experimentellen Versuche untersuchten Stützen wurden im Labor des Materialprüfamtes für Bauwesen an der TUM hergestellt. Die Stützen wurden dabei liegend betoniert; somit konnte eine gleichmäßige Betongüte über die Stützenhöhe sichergestellt werden. Durch die liegende Betonage konnten bei den Verbundstützen drei der vier Betonflächen bzw. sieben der acht Betonflächen bei der Stütze mit konventioneller Bewehrung schalglatt hergestellt werden. Jeweils eine Seitenfläche der Stützen verblieb mit unbehandelter Oberfläche. Die Rezeptur der eingesetzten

UHPC-Mischung ist in Kapitel 2.1 aufgeführt, die Festbetoneigenschaften werden im Anhang B.1 zusammengefasst dargestellt.

Um den Anteil an Luftporen sowie Fehlstellen im Beton möglichst gering zu halten, wurden Innenrüttler eingesetzt. Die Prüfköper wurden in der Regel einen Tag nach der Betonage ausgeschalt und anschließend sieben Tage feucht und abgedeckt gelagert. In Abbildung 5.5 sind die verwendete Schalung vor (links) und nach der Betonage (mittig) sowie ein ausgeschalter Versuchskörper (rechts) dargestellt.



Abbildung 5.5: Schalung vor (links) und nach der Betonage (mittig) sowie ausgeschalte Verbundstütze (rechts)

5.3 Messtechnik und Versuchsdurchführung

5.3.1 Versuchsaufbau

Die Versuche zu den UHPC-Verbundstützen wurden in einer viersäuligen hydraulischen Prüfmaschine, die eine maximale Zugkraft von 4,0 MN und eine maximale Druckkraft von 6,0 MN auf die Testobjekte aufbringen kann, durchgeführt. Alle Versuche wurden weggesteuert und mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 0,12 mm/min geprüft, so dass auch das Verhalten der Verbundstützen nach Erreichen der Maximallast ermittelt werden konnte. Sofern nicht bereits zuvor ein Komplettversagen der Stützen auftrat, wurden alle Stützen solange belastet bis die horizontale Verformung in Stützenmitte mindestens dem halben Durchmesser der Stütze entsprach (72,5 mm). In Abbildung 5.6 links ist der tatsächliche Versuchsaufbau mit eingebautem Prüfkörper, in Abbildung 5.6 rechts eine schematische Abbildung dessen sowie Teile der verwendeten Messeinrichtung (siehe dazu Kapitel 5.3.2) dargestellt.



Abbildung 5.6: Tatsächliche (links) und schematische (rechts) Darstellung des Versuchsaufbaus

Wie weiterhin in Abbildung 5.6 zu erkennen ist, wurden die Versuchskörper, um eine exzentrische Belastung bzw. Lagerung zu gewährleisten, jeweils oben und unten mit Hilfe von Rollenlagern gelenkig an die Prüfmaschine angeschlossen. Die Lasteinbringung in die Stützen erfolgte dabei über die obere bzw. untere Betonfläche. Zwischen Lagerkonstruktion und Stütze wurde zudem eine dünne Gipsschicht eingebracht, um eine möglichst waagrechte Anbringung der Lagerplatten sicherzustellen. Für den Ein- und Ausbau in die Prüfmaschine wurden die Lagerplatten mittels Madenschrauben an den überstehenden Flanschen der Verbunddübelleisten fixiert; diese Fixierung wurde nach Einbau des Prüfkörpers in die Prüfmaschine wieder gelöst, um eine freie Verschiebung zwischen den Stahlbauteilen und den UHPC-Körper nicht zu behindern. Mit Hilfe dieser Lagerkonstruktion konnten Verdrehungen der Versuchskörper an den Auflagern um bis zu 12° Grad realisiert und zudem verschiedene Exzentrizitäten (0,6, 1,4 und 3,4 cm) eingestellt werden. In Abbildung 5.7 wird die beschriebene Lagerkonstruktion in Realität und schematisch dargestellt.



Abbildung 5.7: Tatsächliche (links) und schematische (rechts) Darstellung der gelenkigen Lagerkonstruktion

5.3.2 Messtechnik

Pro Versuchskörper wurden je vier Seilzugsensoren und zwölf induktive Wegaufnehmer zur Messung der Relativverschiebung zwischen Stahlbauteilen und UHPC-Elementen, der Auflagerverdrehung sowie der Gesamtverformung angeordnet. Mit Hilfe der Seilzugsensoren wurde die Horizontalverformung der Stütze in Richtung der geplanten Verformung (Zugseite) jeweils in den Viertelspunkten der Stützenhöhe und auf der entgegengesetzten Seite (Druckseite) in vertikaler Stützenmitte gemessen. Vier der induktiven Wegaufnehmer waren zur Feststellung der Auflagerverdrehung an Stützenkopf und -fuß angebracht, wobei jeweils einer auf der Druck- und einer auf der Zugseite installiert war. Außerdem nahmen je vier Wegaufnehmer auf der Zugseite und zwei auf der Druckseite die vertikalen Relativverschiebungen zwischen Stahl und Beton auf. Zur Kontrolle der horizontalen Relativverschiebung zwischen Stahlflansch und UHPC waren weiterhin je zwei Wegaufnehmer in einer Entfernung von 50 cm vom Auflager an Druck- sowie Zugseite der Versuchskörper angebracht. Abbildung 5.8 zeigt eine schematische Abbildung der Positionierung der induktiven Wegaufnehmer an den Versuchskörper sowie einen Ausschnitt des tatsächlichen Versuchsaufbaus mit angebrachter Messtechnik. Die exakte Positionierung und Bezeichnung der angebrachten induktiven Wegaufnehmer ist im Anhang B.3 aufgeführt.

Zusätzlich zu der bereits beschriebenen Messtechnik wurden Dehnmessstreifen an Stahlzähnen und teilweise am Stahlflansch angebracht, um die Dehnung des Stahls zu messen. Die Anzahl und die Anordnung variierten hier bei den Versuchskörpern in Abhängigkeit der untersuchten Parameter. Eine häufig gewählte Anbringung der DMS an den Stahldübeln der Klothoiden ist, wie bereits bei den durchgeführten Push-Out- und Verbundträgerversuchen, im Bereich des sogenannten "Hotspots", also dem Bereich des Stahlzahns an dem die größten Belastungen auftreten (vgl. [1]). Beispielhaft dafür ist die Anordnung eines Rosetten-DMS zur Analyse zweiachsiger Spannungszustände in beliebigen Hauptspannungsrichtungen in Abbildung 5.9 dargestellt. Die genaue Anzahl, Lage und Bezeichnung der angebrachten DMS ist für jeden Versuchskörper unterschiedlich und anhand des Anhangs B.3 nachzuvollziehen.



Abbildung 5.8: Schematische Darstellung der genauen Position und Ausrichtung der induktiven Wegaufnehmer (links) sowie Ausschnitt des tatsächlichen Aufbaus im Versuch (rechts)



Abbildung 5.9: Positionierung und Bezeichnung der DMS auf den Stahldübeln

Zudem fand eine faseroptische Dehnungsmessung bei elf der zwölf Versuche statt. Bei der faseroptischen Dehnungsmessung handelt es sich um ein innovatives Messverfahren, bei dem entlang einer Standardglasfaser mittels Abtasten der Rayleigh-Streuung eine quasi-kontinuierliche Messung der Dehnung ermöglicht wird. Dadurch kann inhomogenes oder sprödes Materialverhalten deutlich besser aufgezeichnet werden, als mit konventionellen diskreten Messverfahren. [32]

Die optische Faser wurde bei allen Versuchen mit Verbundstützen auf die Außenseite des Flansches der Klothoidenleisten (externe Bewehrung) unter erwarteter Zugbeanspruchung appliziert, um die Dehnungen der Stahlleisten und damit den Umfang der Aktivierung der Stahlelemente als externe Bewehrung messen zu können. Zudem wurde die Messfaser auch auf der benachbarten Betonoberfläche aufgebracht, um ebenso die Dehnungen und Stauchung des UHPC nachvollziehen zu können. Weitere Einzelheiten zur Messung mit der optischen Faser sowie die Ergebnisse dieser Messungen sind in Anhang B.3 aufgeführt.



Abbildung 5.10: Auf Stahlleiste und Betonoberfläche applizierte optische Messfaser

Aufgrund der Neuartigkeit dieses Messverfahrens und der großen Sensibilität der optischen Fasern gegenüber externen Einflüssen konnten jedoch nur bei neun der elf, mit optischen Messfaser ausgestatteten, Versuche verwertbare Messwerte gewonnen werden.

5.4 Ergebnisse

5.4.1 Übersicht

Die Ergebnisse der Stützenversuche sind hinsichtlich der gemessenen Maximallast, der zugehörigen vertikalen Verformung der Stützen (Maschinenweg) und des primären und sekundären Versagensmechanismus in Tabelle 5.2 aufgeführt. Wie aus dieser Übersicht hervorgeht, war das Versagen der Verbundstützen hauptsächlich durch das Fließen der außenliegenden Flansche der Stahlbauteile bestimmt. Im Zuge der großen Verformungen, die die Verbundstützen nach Erreichen der Fließgrenze der Stahlbauteile noch aufnahmen, kam es anschließend bei einem Großteil der Versuche zu einem Versagen des UHPC in der Druck- bzw. Zugzone in Stützenmitte. Dieses Versagen zeigte sich unter anderem durch große Risse in Stützenmitte in der Zugzone der Versuchskörper bzw. in, für Druckzonenversagen, typischen Betonabplatzungen an der gegenüberliegenden Seite. Exemplarisch für diesen Versagensmechanismus sind in Abbildung 5.11 die bei VS-5-1 aufgetretenen Risse dargestellt.

| | maximale | Weg [mm] | Versagensmechanismus | | | |
|----------|-----------|----------------------|---|---------------------------------------|--|--|
| Bez. | Last [kN] | bei F _{max} | Primär | Sekundär | | |
| VS-5-1 | 1613 | 10,30 | Fließen Stahlflansch | Biege- und Druckzonenversagen UHPC | | |
| VS-5-2 | 1302 | 11,38 | Fließen Stahlflansch | Biege- und Druckzonenversagen UHPC | | |
| VS-5-3 | 892 | 9,86 | Fließen Stahlflansch | Biege- und Druckzonenversagen UHPC | | |
| VS-5-4 | 1353 | 10,14 | Fließen Stahlflansch | Biege- und Druckzonenversagen UHPC | | |
| VS-5-5 | 1048 | 11,56 | Fließen Stahlflansch | Biege- und Druckzonenversagen UHPC | | |
| VS-5-6 | 1648 | 10,12 | Fließen Stahlflansch / große Relativversch. | Biege- und Druckzonenversagen UHPC | | |
| VS-5-7 | 1776 | 11,20 | Fließen Stahlflansch | Biege- und Druckzonenversagen UHPC | | |
| VS-HPC-1 | 996 | 6,06 | Pull-Out-Versagen Klothoidenleiste | Kein sekundäres Versagen | | |
| VS-3-1 | 1362 | 9,96 | Fließen Stahlflansch | Biege- und Druckzonenversagen UHPC | | |
| VS-3-2 | 943 | 12,44 | Fließen Stahlflansch | Biege- und Druckzonenversagen UHPC | | |
| VS-3-3 | 1329 | 9,64 | Fließen Stahlflansch + Stahldübel | Biege- und Druckzonenversagen UHPC | | |
| S-8/20 | 1059 | 7,92 | Fließen Stabstahl- bewehrung | Biege- und Druckzonenversagen UHPC | | |

Tabelle 5.2:Überblick über die Ergebnisse und Versagensmechanismen der
Verbundstützenversuche





Abbildung 5.11: Exemplarische Versagensbilder der Zug- (links) und Druckzone (rechts) der Verbundstützenversuche anhand Versuchskörper VS-5-1

Es wurde weiterhin bei fast allen Versuchen ein relativ duktiles Versagen beobachtet, das sich vor allem durch die großen Verformungen, die die Verbundstützen auch nach Erreichen der Maximallast aufnehmen konnten, belegen lässt. Die genauen Trag- und Versagensmechanismen werden im Folgenden anhand der im Versuch ermittelten Kraft-Weg- sowie Kraft-Mittenverformungskurven erläutert.

5.4.2 Versuchskurven

In Abbildung 5.12 werden die gemessene Kraft sowie der vertikale Weg anhand von Versuchskurven für alle zwölf untersuchten Stützen dargestellt. Anhand dieser Darstellung lässt sich unter anderem der erwartete Einfluss der Stützenschlankheit auf die Tragfähigkeit belegen. Versuchskörper VS-5-7 konnte so aufgrund der reduzierten Schlankheit (Stützenhöhe = 2,5 m) eine deutlich höhere Traglast als die anderen Versuche aufnehmen. Weiterhin zeigt sich ein deutlicher Einfluss der Exzentrizität auf die maximale Tragfähigkeit sowie das Verformungsverhalten der Stützen. Die Stützenversuche mit der geringsten Exzentrizität (0,6 cm, VS-5-1 und VS-5-6) weisen gegenüber den Stützen mit gleicher Schlankheit und geringerer Ausmitte (1,4 cm, VS-5-2, VS-5-4, VS-3-1 und VS-3-3) eine höhere Tragfähigkeit und ein etwas steiferes Tragverhalten auf. Die Stützen mit einer Exzentrizität von 1,4 cm erreichen wiederum gegenüber den Versuchen mit 3,4 cm Ausmitte (VS-5-3, VS-5-5 und VS-3-2) eine höhere Traglast. Ein auf 0,9 Vol.-% reduzierter Stahlfasergehalt (VS-5-6) sowie ebenso eine drastische Verringerung des Verdübelungsgrad durch die Reduktion der Stahldübel um 50% (VS-3-3) resultieren gegenüber den jeweiligen Referenzversuchen nicht in einer Abnahme der maximalen Traglast. Lediglich das Nachbruchverhalten ist aufgrund der durch die Zugfestigkeit der Betonmatrix

bzw. den Verdübelungsgrad bedingten größeren Relativverschiebung zwischen Stahl und Beton (siehe hierzu auch Anhang B.3) und der damit einhergehenden größeren Rotation des Betonquerschnittes etwas spröder als bei den Vergleichsversuchen. Weiterhin zeigt sich ein Einfluss der Stahlgüte erst bei größeren Exzentrizitäten (VS-5-5 und VS-3-2) bzw. nach Erreichen der Maximallast (VS-5-4). Auch hier scheint dieses Verhalten durch das steifere Verhalten des höherfesten Stahls nach Erreichen der Fließgrenze und den dadurch bedingten geringeren Rotationen des Betonquerschnitts bedingt zu sein. Eine um 45° gedrehte Belastung der Verbundstützen (VS-5-2) hat keinen nennenswerten Einfluss auf die Tragfähigkeit und das Verformungsverhalten der Verbundstützen. Da die Querschnitte doppeltsymmetrisch ausgebildet waren und somit bei einer Verdrehung von 45° keine Änderung der Trägheitsmomente aufgetreten ist, ist dieses Verhalten bei gedrehter Belastungsrichtung zu erwarten gewesen. Weiterhin zeigt sich, dass die Stütze mit konventioneller Stabbewehrung (S-8/20) trotz betragsgemäß gleichen Stahlquerschnitts (25,13 cm²) eine deutliche niedrigere Traglast aufweist. Dies ist vor allem durch den geringeren inneren Hebelarm (vgl. Abbildung 5.4) der Stabstahlbewehrung zu erklären. Einzig bei VS-HPC-1 kam es zu einem schlagartigen Versagen des Versuchskörpers. In diesem Fall konnte die Betonmatrix, die ohne Fasern ausgeführt war, die Zugkräfte, die im Bereich der Druckseite auf die Verbunddübelleiste wirkten, nicht aufnehmen und es trat ein schlagartiges Pull-Out-Versagen der Klothoidenleiste auf (siehe auch Abbildung 5.14).



Abbildung 5.12: Vergleich der Versuchsergebnisse hinsichtlich der vertikalen Verformung

Abbildung 5.13 zeigt den Vergleich der Versuchsergebnisse hinsichtlich der gemessenen horizontalen Verformungen in Stützenmitte. Anhand dieser Auswertung lässt sich vor allem das duktile Verhalten der getesteten Verbundstützen belegen. Alle Verbundstützen, mit Ausnahme der Stütze VS-HPC-1,

die ohne Faserbewehrung ausgeführt versagten trotz war, fehlender Querund Umschnürungsbewehrung sehr duktil. So trat die maximale Traglast bei allen faserverstärkten Stützen erst bei einer horizontalen Durchbiegung von 25 bis 30 mm auf. Zudem konnten alle faserbewehrten Stützen nach Erreichen der Maximallast noch mindestens bis zu einer horizontalen Verformung in Stützenmitte von 72,5 mm belastet werden. Auch gegenüber der Stütze mit konventioneller Stab- und konstruktiver Querbewehrung S-8-20 zeigt sich hinsichtlich der Duktilität kein Unterschied.



Abbildung 5.13: Vergleich der Versuchsergebnisse hinsichtlich der horizontalen Verformung in Stützenmitte

Grundsätzlich weisen alle untersuchten Verbundstützen, die mit faserverstärkten Beton hergestellt wurden, ein sehr ähnliches und duktiles Tragverhalten bei vergleichsweise hohen aufnehmbaren Traglasten auf. Die grundlegenden Versagensarten der getesteten Verbundstützen werden im folgenden Abschnitt erläutert.

5.4.3 Versagensarten

Wie bereits in Tabelle 5.2 dargestellt, konnte alle Versuchen mit Verbundstützen hauptsächlich in zwei verschiedene primäre Versagenszustände unterteilt werden. Solange eine ausreichende Verbundfestigkeit zwischen Klothoidenleiste und UHPC erreicht werden konnte, kam es bei allen Versuchen primär zu einem Fließen der Stahlleisten an den Außenseiten der Versuchskörper (vgl. Anhang B.3, Auswertung der Stahldehnungen). Eine ausreichende Verbundfestigkeit war für die getesteten Versuche bei einem Stahlfasergehalt von 2,5 Vol.-% sowie einer durchgängigen Verdübelung mit Klothoidenleiste mit einer Dicke von mindestens 3,0 mm gegeben. Dass bei dieser Konfiguration (oder bei einer Klothoidenleistendicke von 5,0 mm) eine vollständige Verdübelung zwischen Stahl und UHPC angenommen werden kann, belegen die geringen gemessenen Relativverschiebungen (kleiner als 0,5 mm) zwischen den zwei Werkstoffen (siehe Anhang B.3).





Abbildung 5.14: Duktiles Versagen bei VS-5-4 (links) und sprödes Pull-Out-Versagen bei VS-HPC-1 (rechts)

Nachdem der Stahl an den Außenseiten der Stützen seine Fließgrenze erreicht (zuerst in Stützenmitte), nehmen die Verformungen und damit die Effekte aus Theorie II. Ordnung stark zu (vgl. Abbildung 5.14). Da der Betonquerschnitt diese Rotation nur in geringem Maße aufnehmen kann und es in Folge dessen zu einem Betonversagen in der Biege- und Zugzone des UHPC-Querschnittes (in vertikaler Stützenmitte) kommt, nimmt anschließend die Steifigkeit des Versuchskörpers ab.

Das Versagen bei den Stützen ohne vollständigen Verbund zwischen UHPC und Stahl (VS-5-6 und VS-3-3) ist ähnlich gelagert. In diesem Fall nehmen die Verformungen nach Erreichen der Fließgrenze aufgrund des weicheren Verbundes und einhergehend damit den größeren Relativverschiebungen stärker als bei den Vergleichsversuchen zu. Dies führt zu einer größeren und im Bezug zur vertikalen Gesamtverformung schnelleren Rotation im Betonquerschnitt und damit zu einem spröderen Versagen.

Das primäre Versagen von Verbundstütze VS-HPC-1 unterscheidet sich aufgrund der geringen Zugfestigkeit des verwendeten Betons von allen anderen Versuchen. Wie in Abbildung 5.14 zu erkennen ist, versagte dieser Versuchskörper aufgrund eines Pull-Out-Versagens der Klothoidenleiste. Aufgrund der geringen Zugfestigkeit des hochfesten Betons konnte die auftretenden Zugkräfte rechtwinklig zur Stützenachse im Bereich des Stützenkopfes nicht aufgenommen werden und die Klothoidenleiste unter Druckbeanspruchung knickte aus. Dieses sehr spröde Versagen trat ohne Vorankündigung und sehr plötzlich auf; aufgrund der einhergehenden sehr großen Verformungen der Stütze war eine weitere Lastaufnahme bei dieser Versagensart nicht mehr möglich.

5.4.4 Zusammenfassung

Insgesamt konnten zwei grundsätzlich unterschiedliche primäre Versagensarten der Verbundstützen beobachtet werden. Während die Versagensart "Fließen der Stahlleisten" aufgrund ihres duktilen Verhalten als sehr positiv angesehen werden kann, muss ein Pull-Out-Versagen der Klothoidenleisten und der damit einhergehende spröde Traglastabfall auf jeden Fall vermieden werden. Die Versuchsergebnisse zeigen, dass dies durch einen Einsatz von Stahlfasern (mindestens 0,9 Vol.-%) sowie eine durchgängige Verdübelung mit Klothoidenleisten mit einer Mindestdicke von 3,0 mm möglich ist.

Weiterhin zeigten die Versuche die zu erwartenden Einflüsse aus Stützenschlankheit, Exzentrizität und Belastungsrichtung. Auf Grundlage dieser Ergebnisse und angesichts der geringen gemessenen Relativverschiebungen zwischen Stahlleisten und UHPC können die Versuchsergebnisse zum einen sehr gut mit FE-Berechnungen (siehe folgender Abschnitt) sowie zum anderen mit der Bemessung nach Eurocode 4 [2] nachvollzogen werden (Kapitel 5.6). Auch konnte gezeigt werden, dass durch die Stahlfasern eine Umschnürungswirkung gegeben ist und somit – bei ausreichendem Stahlfasergehalt – auf den Einsatz von Querbewehrung verzichtet werden kann.

Weiterhin konnte gegenüber der Stütze mit konventioneller Längsbewehrung und ähnlichem Stahlquerschnitt (25,0 cm²) eine deutliche Traglaststeigerung um 27,8 % bei gleichbleibend duktilen Versagen erzielt werden. Diese Erhöhung der Maximallast lässt sich hauptsächlich durch den größeren inneren Hebelarm der Stahlbauteile bei den Verbundstützen erklären.

5.5 Numerische Untersuchungen

5.5.1 Allgemeines

Wie bereits die Push-Out-Körper und Verbundträgern, wurde auch das FE-Modell für die Nachrechnung der Verbundstützenversuche mit Hilfe der grafischen Oberfläche ABAQUS/CAE erstellt und mittels des expliziten Rechenverfahrens, welches in ABAQUS/Explicit Anwendung findet, berechnet. Die Berechnungen zu den Verbundstützen wurden dabei analog zu den Simulationen im vorhergehenden Forschungsprojekt bzw. zu den Verbundträgerversuchen durchgeführt. Aufgrund dieses Vorgehens konnte zum Großteil auf bereits existierende und gegenüber dieser speziellen Konfiguration validierte Materialmodelle und Geometrien zurückgegriffen werden. Ein Großteil der Ergebnisse der numerischen Untersuchungen zu den UHPC-Verbundstützenversuchen wurden dabei im Rahmen einer am Lehrstuhl für Massivbau der TU München durchgeführten Masterarbeit [33] erarbeitet.

Da es bei solch großen und komplizierten Modellen unter Umständen zu einer sehr langen Rechenzeit kommen kann, sollten vorhandene Symmetrien genutzt werden. Da die Stütze einen doppelsymmetrischen Querschnitt aufweist, wäre es, bei einer reinen Betrachtung der Querschnittstragfähigkeit unter zentrischer Belastung, möglich nur ein Viertel der Stütze zu modellieren. Die Belastung wird jedoch exzentrisch aufgebracht und somit kann bei der Modellierung nur die Symmetrie in eine Richtung ausgenutzt werden. Abbildung 5.15 zeigt die möglichen Symmetrieebenen im Querschnitt.



Abbildung 5.15: Darstellung der Symmetrieebenen im Querschnitt

5.5.2 Modellbildung

Die Modellbildung geschah weitgehend analog zu den bisherigen Nachrechnungen von Verbunddübelleisten in Klothoidenform in UHPC-Elementen am Lehrstuhl für Massivbau der TU München. Es wurde das *Concrete Damaged Plasticity* Materialmodell aus der programminternen Materialbibliothek und hinsichtlich der Einstellungen und Eingabeparameter auf den Erfahrungsschatz

der bisherigen Simulationen zurückgegriffen. Die Auflager wurden dabei, um die Rechenzeit zu reduzieren, als *rigid bodies*, also als Starrkörper, definiert. Weiterhin wurde auch auf eine Simulation der Gipsschicht zwischen Beton und Auflager verzichtet, um die Rechner- und Programmkapazitäten für die wesentlichen Aspekte der Nachrechnung nutzen zu können. Diese Vereinfachungen führten zu einem Steifigkeitsunterschied zwischen FE-Simulation und Versuch hinsichtlich des Kraft-Vertikalverformungsverlaufes, der aber aufgrund der grundsätzlich richtigen Ergebnisse hinsichtlich Maximallast und Mittenverformung vernachlässigt werden kann.



Abbildung 5.16: Vernetzung des FE-Modells der Verbundstützen

Sowohl für die Stahl- als auch die Betonelemente wurde der Elementtyp *C3D8R*, also achtknotige, hexaederförmige Kontinuumselemente mit reduzierter Integration und verbesserter *hourglass-control* verwendet. Wie in Abbildung 5.16 zu erkennen ist, wurden dabei im Bereich der Verbunddübelleisten auf eine feinere Vernetzung zurückgegriffen, um in diesen kritischen Bereichen bessere Simulationsergebnisse zu erzielen. Weiterhin wurden die Dicke der Elemente auf die verwendeten Klothoidenleisten angepasst, so dass jeweils zwei Elemente in Dickenrichtung der Verbunddübelleiste erzeugt wurden.

Der Kontakt zwischen den Klothoidenleisten und dem Beton wurde mit der Kontaktformulierung *General-Contact* modelliert. Der Reibungsbeiwert zwischen den Stahl- und Betonflächen (vgl. Abbildung 5.17) wurde dabei analog zu den für das vorhergehende Projekt durchgeführten Parameterstudien mit 0,6 angesetzt. Wie die Kalibrierung des Modells zeigte, hatte dieser Reibungsbeiwert aufgrund der hauptsächlichen Druckbeanspruchung der Verbundstützen jedoch keinen nennenswerten Einfluss auf die Simulationsergebnisse.
Die Symmetriebedingungen bei Simulation des halben Stützenquerschnitts wurden durch das Verhindern von Verschiebungen senkrecht zu dieser (in Richtung der x-Achse in Abbildung 5.16) und von Rotationen um die, die Ebene aufspannenden Achsen (y- und z-Achse in Abbildung 5.16), eingehalten.



Abbildung 5.17: Modellierung des Kontakts zwischen UHPC und Klothoidenleisten

5.5.3 Ergebnisse

Mittenverformung und Maximallast

Wie in Abbildung 5.18 am Beispiel der Nachrechnung von VS-5-1 und VS-3-1 zu erkennen ist, konnte der experimentell ermittelte Verlauf der Kraft-Mittenverformungskurve anhand der FE-Berechnung sehr gut nachvollzogen und bestätigt werden.



Abbildung 5.18: Exemplarischer Vergleich der Versuchsergebnisse mit den FE-Berechnungen anhand der Versuchskörper VS-5-1 und VS-3-1

Auch für alle anderen Versuche konnten gute Übereinstimmungen hinsichtlich der Maximallast und Mittenverformung erzielt werden; eine Übersicht über die Ergebnisse der Nachrechnung aller Versuche im Vergleich zu den im Versuch ermittelten Werten ist dazu in Tabelle 5.3 dargestellt. Speziell für die berechnete Maximallast ist der geringe Variationskoeffizient von 4,8 % hervorzuheben. Aber auch bei der Mittenverformung konnte mit einem Variationskoeffizienten von 10,0 % eine grundsätzlich gute Übereinstimmung von Versuch und Nachrechnung erzielt werden.

| Versuch | $F_{max,Versuch}$ | F _{max,Berechn} . | Verhältnis F _{max} | U _{2,Versuch} | U _{2,Berechn} . | Verhältnis U ₂ |
|---------|-------------------|----------------------------|--------------------------------|------------------------|--------------------------|------------------------------|
| | [kN] | [kN] | [-] | [kN] | [kN] | [-] |
| VS 5-1 | 1613 | 1691 | 1,048 | 31,07 | 26,66 | 0,858 |
| VS 5-2 | 1302 | 1347 | 1,035 | 38,37 | 29,62 | 0,772 |
| VS 5-3 | 892 | 889 | 0,997 | 40,64 | 39,74 | 0,978 |
| VS 5-4 | 1353 | 1492 | 1,103 | 32,42 | 28,46 | 0,878 |
| VS 5-5 | 1048 | 1021 | 0,974 | 44,13 | 48,49 | 1,099 |
| VS 5-6 | 1648 | 1680 | 1,019 | 26,99 | 24,86 | 0,921 |
| VS 5-7 | 1776 | 1616 | 0,910 | 30,18 | 27,72 | 0,918 |
| VS 3-1 | 1362 | 1372 | 1,007 | 32,28 | 32,47 | 1,006 |
| VS 3-2 | 943 | 992 | 1,052 | 47,11 | 39,45 | 0,837 |
| VS 3-3 | 1329 | 1380 | 1,038 | 34,35 | 35,07 | 1,021 |
| | | x _m = | 1,018 | | x _m = | 0,929 |
| | | VarK = | 0,048 | | VarK = | 0,100 |

| Tabelle 5.3: | Vergleich der Versuchsergebnisse mit der FE-Berechnung hinsichtlich |
|--------------|---|
| | Mittenverformung und Maximallast |

Aufgrund der guten Übereinstimmung von Versuch und Nachrechnung können zum einen die Versuchsergebnisse sehr gut verifiziert werden. Auch speziell unter dem Gesichtspunkt, dass auf bestehende Kalibrierungen und Materialmodelle ohne weitere Modifikationen zurückgegriffen wurde, zeugt diese Übereinstimmung von der grundsätzlichen Richtigkeit der experimentellen Versuche. Zum anderen kann so davon ausgegangen werden, dass die Ergebnisse der Nachrechnungen hinsichtlich der Stahl- und Betonspannungen auch die realen Zustände im Versuchskörper gut wiedergeben können. Weiterhin sind anhand des funktionierenden Modells grundsätzlich weitere Parameterstudien zu Verbundstützen aus UHPC möglich ohne dass diese zwingend in großem Umfang von experimentellen Versuchen begleitet werden müssen.

Auswertung der Stahlspannungen

Basierend auf der sehr guten Übereinstimmung von Versuch und Nachrechnungen können anhand der bei der FE-Simulation ermittelten Stahlspannungen noch einige zusätzliche Aussagen über das Tragverhalten der UHPC-Verbundstützen getroffen werden.

Aus Abbildung 5.19, die die Stahlspannungen am Stützenkopf bei circa 75 % der Maximallast für VS-5-1 darstellt, wird anhand der abgebildeten Mises Vergleichsspannungen deutlich, dass die einwirkende Normalkraft schon über die ersten ein bis drei Verbunddübel vollständig vom Beton in

die Stahlleiste übertragen wird (wie anhand der Spannungen in den Stahldübeln und den außenliegenden Stahlleisten deutlich wird). Diese Erkenntnis deckt sich mit den im vorhergehenden Projekt "Entwicklung dünnwandiger, flächenhafter Konstruktionselemente aus UHPC und geeigneter Verbindungstechniken zum Einsatz im Hoch- und Industriebau" [1] ermittelten, maximal übertragbaren Schubkräften. Es kann also ab einer Entfernung von circa 20 cm vom Stützenkopf bzw. –fuß von einem vollständigen Zusammenwirken von Beton und Stahlbauteilen ausgegangen werden. Somit kann angenommen werden, dass für weitere Betrachtungen oder Anwendungen eine Unterscheidung zwischen der Lasteinleitung über die Betonstirnfläche oder die Stahlbauelemente nicht von übergeordneter Bedeutung ist.



Abbildung 5.19: Stahlspannungen am Stützenkopf von Versuchskörper VS-5-1 bei circa 75% der Maximallast

Aus Abbildung 5.20 geht hervor, dass zum Zeitpunkt der Maximallast die Spannungen in den Stahldübel der Klothoidenleiste die Fließgrenze noch nicht erreicht haben, während der Stahl im Bereich des Flansches deutlich höher belastet ist. Die verwendete Klothoidenleistendicke von 5,0 mm kann also als ausreichend angesehen werden, um die auftretenden Schubspannungen zwischen Stahl und Beton zu übertragen. Ebenso wie die geringen gemessenen Relativverschiebungen weist dies darauf hin, dass der Querschnitt bei ausreichender Verdübelung und Zugfestigkeit der Betonmatrix als vollständiger Verbundquerschnitt – auch ohne durchgängiges Stahlprofil – angesehen werden kann. Lediglich die Stahldübel am Stützenkopf- und fuß werden, wie in Abbildung 5.20 ebenfalls ersichtlich, höher belastet und sind bereits im Fließbereich. Da jedoch nur jeweils die ersten Stahldübel höher belastet sind, ist auch in diesem Bereich von einem vollständigen Zusammenwirken des Betonquerschnitts und der Stahlbauteile ab dem zweiten Verbunddübel auszugehen.



Abbildung 5.20: Stahlspannungen in Stützenmitte zum Zeitpunkt der Maximallast bei Versuchskörper VS-5-1

Abbildung 5.21 zeigt die auftretenden Mises Vergleichsspannungen für die Verbundstütze VS-3-3 unter Maximallast. Anhand der gleichmäßigen Spannungsverteilung über nahezu den gesamten Verbunddübel- und Flanschquerschnitt wird deutlich, dass die Stahlbauteile zu diesem Zeitpunkt nahezu komplett ausgenutzt sind. Dies sowie die Versuchsergebnisse zu dieser Stütze legen nahe, dass sich die Verdübelung mit 50 % der Zähne und einer Klothoidenleistendicke von 3,0 mm am unteren Rand des für ein vollständiges Zusammenwirken von Stahl und Beton nötigen Verbundes befindet.



Abbildung 5.21: Stahlspannungen in Stützenmitte zum Zeitpunkt der Maximallast bei Versuchskörper VS-3-3

5.6 Anwendbarkeit des vereinfachten Bemessungsverfahren nach DIN-EN-1994-1-1

5.6.1 Allgemeines und Anwendungsgrenzen

Nach Auswertung der Ergebnisse der experimentellen und numerischen Untersuchungen wurde weiterhin die Anwendbarkeit des Eurocode 4 [2] für die Bemessung der entwickelten Verbundstützen überprüft. Dafür wurden die Interaktionsdiagramme für die jeweiligen Stützen berechnet und in diese zum Vergleich das Versuchsergebnis eingetragen. Für die Berechnung des Interaktionsdiagramms wurde das Stahlprofil vereinfacht als Flansch mit einem 2,7 cm langen Stegstummel ohne Klothoidenform angenommen. Die Dicke des Stegs entspricht dabei der des betreffenden Versuchskörpers. Zudem wurden für alle Stützen die tatsächlichen, nach der Betonage gemessenen, äußeren Abmessungen (vgl. Anhang B.2) sowie die anhand von begleitenden Versuchen ermittelten Materialparameter (vgl. Anhang B.1) verwendet. Die Eingangswerte sowie die entsprechenden Interaktionsdiagramme für die jeweiligen Stützen sind in Anhang B.4 aufgeführt.

Die Anwendungsgrenzen des vereinfachten Bemessungsverfahrens nach EC 4 [2] werden von den Verbundstützen teilweise nicht erfüllt. So ist die Verwendung von mehreren, nicht miteinander verbundenen Stahlbauteilen innerhalb des Eurocodes nicht geregelt. Bei den betrachteten Verbundstützen waren vier einzelne Stahlprofile eingebaut. Da jedoch der Verbund zwischen Beton und Stahl sehr gut ist und somit eine gute Kraftübertragung zwischen den Stahlprofilen möglich ist, kann die Bemessung dennoch nach dem vereinfachten Verfahren vollzogen werden. Zudem ist der Einsatz von Beton mit einer Druckfestigkeitsklasse, die über C 60/75 bzw. LC 60/66 liegt, nicht von der verwendeten Bemessung abgedeckt; die Bemessungsergebnisse zeigen jedoch trotzdem eine gute Übereinstimmung

5.6.2 Ergebnisse der Nachrechnung

In Abbildung 5.22 ist exemplarisch für die Nachrechnung nach Eurocode 4 das Interaktionsdiagramm für die vereinfachte Bemessung für Verbundstütze VS-5-1 dargestellt. In orange (vereinfachter Verlauf) bzw. blau ist dabei die Interaktionskurve, die mit den tatsächlichen und gemessenen Materialeigenschaften und Stützenabmessungen berechnet wurde (vgl. Anhang B.1 und B.2), dem Versuchsergebnis gegenübergestellt. Abweichend von der Bemessung nach Eurocode wurde lediglich das $M_{Vers,2.0}$ berechnet. Hier wurde auf eine Ermittlung des Beiwerts *k* verzichtet und das Moment nach Theorie II. Ordnung stattdessen mit der in Stützenmitte gemessenen Verformung unter Maximallast bestimmt. Auch wurden weiterhin keine Sicherheiten auf Seiten der Materialfestigkeit berücksichtigt und mit den tatsächlichen Festigkeiten gerechnet. Die genauen Eingangswerte für die Nachrechnung, die separat für jeden Versuch bestimmt wurden, sowie die Ergebnisse der Nachrechnung für alle Verbundstützenversuche sind in Anhang B.4 aufgeführt.

Abbildung 5.22 zeigt für die Verbundstütze VS-5-1 eine sehr gute Übereinstimmung zwischen theoretischer und tatsächlicher Tragfähigkeit. Dass diese gute Übereinstimmung auftritt, obwohl die getesteten Verbundstützen nicht innerhalb der Anwendungsgrenzen nach EC 4 [2] liegen, ist vor allem durch den guten Verbund zwischen Stahlbauteilen und UHPC zu begründen. Dadurch wirken die eingebauten Stahlprofile nahezu wie durchgängige und in der Norm geforderte Einbauelemente.



Abbildung 5.22: Exemplarischer Vergleich der Interaktionskurve nach Eurocode 4 [2] mit den tatsächlichen, im Versuch ermittelten Ergebnissen für den Versuchskörper VS-5-1

Abbildung 5.23 zeigt den Vergleich zwischen den berechneten Werten nach der vereinfachten Bemessung nach Eurocode 4 [2] und den tatsächlichen, im Versuch ermittelten, Ergebnissen hinsichtlich des einwirkenden Moments. Aus dieser Gegenüberstellung wird deutlich, dass die theoretisch ermittelten Werte im Allgemeinen sehr gut mit den tatsächlichen Versuchsergebnissen übereinstimmen. Bei dieser Berechnung, bei der noch keine Sicherheiten berücksichtig wurden, liegt ein Großteil der Stützen mit Werten über 1,0 auf der sicheren Seite. Zudem ist die maximale Abweichung mit 38,0 % in einem vertretbaren Maß. Im Mittel liegt die Abweichung zwischen Versuchsergebnis und Bemessung bei den UHPC-Verbundstützen bei 14,7 %.

Lediglich Stütze VS-HPC-1 liegt deutlich unter der theoretischen Tragfähigkeit. Aufgrund der fehlenden Zugfestigkeit in der Betonmatrix des hochfesten Betons ist dieser abfallende Wert aber sehr realistisch. In diesem Fall kann, wie auch das Pull-Out-Versagen bei der Versuchsdurchführung belegt, im Gegensatz zu den anderen Stützen nicht von einem vollständigen Zusammenwirken von Beton und Stahlelementen ausgegangen werden und somit eine Bemessung nach dem vereinfachten Verfahren auch nicht erfolgen. Ein ähnliches Bild ergibt sich bei Versuch VS-5-6. Hier war der Fasergehalt auf 0,9 Vol.-% reduziert und somit auch kein vollständiger Verbund zwischen Klothoidenleiste und Beton gegeben. Dies erklärt den um 5,0 % unter der theoretischen Traglast liegenden Versuchswert dieser Verbundstütze.

Insgesamt zeigt die Auswertung der Nachrechnung nach Eurocode 4 [2], dass die untersuchten Verbundstützen grundsätzlich sehr gut mit diesem Vorgehen bemessen werden können. Um diese Ergebnisse abzusichern und für die praktische Anwendung freigeben zu können, sind jedoch noch

weitere experimentelle und numerische Untersuchungen der Verbundstützen notwendig. Grundsätzlich kann das vereinfachte Verfahren nach Eurocode 4 [2] zur Bemessung von Verbundstützen jedoch als geeignet für die Bemessung von Verbundstützen aus UHPC mit Verbunddübelleisten in Klothoidenform angesehen werden.



Abbildung 5.23: Ergebnisse der Versuchsnachrechnung nach Eurocode 4 [2]

6 Anschluss an Verbunddeckensysteme

Da zur Entwicklung eines modularen Systems auf bestehende Verbunddeckensysteme zurückgegriffen wird, werden im folgenden Abschnitt vorhandene Verbunddeckensysteme aufgelistet und beschrieben. Anschließend werden die Anschlüsse der modularen Bauteile Wände, Balken und Stützen an die bereits auf dem Markt befindlichen Verbunddeckensysteme und deren Eignung zur Verwendung mit den bisher untersuchten modularen UHPC-Elementen untersucht. Die Verbindung der einzelnen Elemente untereinander (z.B. durch Stecken, Schweißen, Schrauben) ist aufgrund der außenliegenden Stahlelemente sehr flexibel und kann konstruktiv an die Anforderung des jeweiligen Bauwerks angepasst werden.

6.1 Verbunddeckensysteme

6.1.1 Arch Deck: Trapezblechbogen-Verbunddecke

Das Arch Deck System verbindet die Idee der Slim Floor Decke mit der Idee des freitragenden Trapezblechbogens. Es besteht aus Stahlträgern im Abstand von etwa 5 bis 6 m und den auf den Untergurten abgestützten, dazwischenliegenden Trapezblechbögen (Abbildung 6.1 und Abbildung 6.2). Die Trapezblechbögen dienen als tragende Schalung für den Deckenbeton. Im Bereich der Stahlträger dient die gevoutete, durchlaufende Stahlbetonplatte als Obergurt des Verbundträgers. Im Stützbereich werden die Betondruckkräfte über Kontakt gegen den Steg des Stahlträgers und die Zugkräfte durch entsprechende angeordnete Bewehrung übertragen. Für diese Bewehrung genügt meistens die Mindestbewehrung, da der Hebelarm relativ groß ist.



Abbildung 6.1: Darstellung des Konstruktionsprinzips des Arch Deck Systems [34]



Abbildung 6.2: Querschnitt einer Trapezblechbogen-Verbunddecke [34]

6.1.2 COFRASTRA - Verbunddeckensysteme

COFRASTRA-Verbunddecken sind tragende Decken, die aus Stahlprofiltafeln, Zusatzbewehrung und bauseits aufgebrachtem Ortbeton bestehen (Abbildung 6.3). Die Verbundwirkung mit dem Stahlprofil wird durch die hinterschnittene Profilform und die in das Blech eingeprägten Nocken sichergestellt. Die Stahlprofile dienen als Schalung und Bewehrung.



Abbildung 6.3: Aufbau einer COFRASTRA-Verbunddecke [35]

6.1.3 HOLORIB/SUPERHOLORIB - Verbunddecken

Diese Verbunddecken bestehen aus dünnen Trapezprofilblechen und einer Ortbetondecke (Abbildung 6.4). Die Bleche dienen im Bauzustand als Schalung und im Endzustand als Bewehrung. Der Verbund zwischen Beton und dem Verbunddeckenprofil wird bei HOLORIB-Decken durch die hinterschnittene schwalbenschwanzartige Formgebung der Bleche, durch Blechverformungsanker (BVA), Setzanker, Schrauben, HILTI-Schenkeldübel oder durchgeschweißte Kopfbolzendübel und bei SUPERHOLORIB durch zusätzliche Noppen im Obergurt erreicht.



Abbildung 6.4: Aufbau einer HOLORIB-Verbunddecke [36]

6.1.4 Slim-Floor-Deckensystem

Das Konzept basiert auf speziellen Trägern, bei denen der Untergurt breiter ist als der Obergurt (Abbildung 6.5). Deckenelemente können dadurch direkt auf dem Untergurt aufliegen und beide Elemente bilden somit zusammen die Decke.



Abbildung 6.5: Auswahl verschiedener Slim-Floor-Trägerquerschnitte [37]

Das Slim-Floor-Deckensystem ist sehr gut geeignet für die Verwendung mit den entwickelten modularen UHPC-Elementen. Die im nächsten Abschnitt aufgezeigten Anschlüsse mit den Slim-Floor-Trägern/Decken bestehen aus optimierten Stahlanschlüssen und einer durchlaufenden Stahlbetondecke. Durch den verwendeten Stützentyp und die Konstruktionsweise des Anschlusses ergibt sich eine Vielzahl an möglichen Anschlussvarianten.

6.2 Anschlüsse

6.2.1 Anschlüsse an Stützen

Bei Anschlüssen an Stützen kann zwischen gelenkigen und biegesteifen Anschlüssen unterschieden werden. Bei einem Anschluss der Slim-Floor-Träger an die Stützen sind zwei Ausführungstypen möglich: Stirnplattenverbindung oder Knaggenauflagerung.

Die Stirnplattenverbindung ist eine unmittelbare Entwicklung aus dem Stahlbau und eignet sich besonders bei Anschlüssen an Stahlstützen mit I-Profil bzw. dem entwickelten UHPC-Querschnitt, da hier die Stirnplatte direkt an den Stützenflansch geschraubt werden kann. Die Stirnplatte wird mit dem Stahlträgerprofil verschweißt und durch ein symmetrisches Schraubenbild mit der Stütze verbunden (Abbildung 6.6). Das theoretische Gelenk liegt in der Verbindungsebene zwischen Stirnplatte und Stütze.



Abbildung 6.6: Gelenkiger, geschraubter Stirnplattenanschluss [38]

Eine Durchlaufwirkung kann durch Anordnung von Stützbewehrung erzielt werden (Abbildung 6.7).



Abbildung 6.7: Biegetragfähiger Stirnplattenanschluss [38]

Die andere gelenkige Anschlussmöglichkeit ist die einfache Steckverbindung zwischen Slim-Floor-Träger und Stütze, der sogenannte Quick-Erect-Anschluss (Abbildung 6.8).



Abbildung 6.8: IFB-Träger (Integrated Floor Beam) mit Quick-Erect-Anschluss [39]

Der Slim-Floor-Träger kann auch mittels Lasche an die Stahlstütze bzw. UHPC-Stütze angeschlossen werden (Abbildung 6.9).



Abbildung 6.9: IFB-Träger (Integrated Floor Beam) mit Laschen-Anschluss an Stütze [40]

Die unterhalb des Trägers angeordnete Knagge ermöglicht eine einfache und unkomplizierte Lasteinleitung in den Träger. Die Knagge und die Stirnplatte des Trägers werden in der Regel im Werk angeschweißt. Die entscheidenden Vorteile des Knaggenanschlusses sind somit der hohe Vorfertigungsgrad und die schnelle Montage verbunden mit einem geringen Kostenaufwand. In der Kontaktfläche zwischen Träger und Knagge wird zweckmäßig eine Verzahnung mittels sogenannter Nasen hergestellt (Abbildung 6.10). Alternativ kann der Träger direkt auf der Knagge aufgelegt werden. In diesem Fall ergibt sich eine größere Exzentrizität für die Knagge.



Abbildung 6.10: gelenkiger Knaggenanschluss [38]

6.2.2 Anschlüsse an Träger

Zum Anschluss der Verbundträger aus UHPC an die Verbundstützen stehen grundsätzlich die gleichen Anschlusstypen wie bei Slim-Floor-Trägern an Stahlstützen bzw. UHPC-Stützen zur Verfügung: Stirnplatten und Knaggen.

6.2.3 Anschlüsse an Wänden

Bei diesen Anschlüssen können Konsolen zum Einsatz kommen. Sie können einbetoniert oder an einer Einbauplatte (Abbildung 6.11) angeschweißt werden.





7 Entwicklung des modularen Systems

Verbundkonstruktionen mit hoch- und ultrahochfesten Betonen eigenen sich speziell für Tragwerke mit großen Stützenrastern. Große Stützenraster mit Abständen von 12,00 x 12,00 m werden im Hochund Industriebau gefordert, um eine ausreichende Flexibilität während der Nutzung zu erreichen. Die Entwicklung des modularen Systems wird exemplarisch für ein Gebäude mit einer Geschosshöhe von 6,50 m geführt.

7.1 Stützen

Die Abmessungen für hoch belastete Stützen hängen hauptsächlich von den verwendeten Baustoffen ab. Durch die Verwendung von ultra-hochfesten Baustoffen kann der Stützenquerschnitt stark reduziert werden. Die ist im Sinne eines Zugewinns an Fläche speziell in den unteren Geschossen meist wünschenswert und wird von Architekten und Bauherrn so gefordert. Exemplarisch wird der Gewinn an Fläche anhand einer Stütze mit einer Belastung von 120 MN deutlich. Diese Belastung entsteht in Erdgeschossen, wenn exemplarisch ein Hochhaus mit 45 Stockwerken herangezogen wird.

In Abbildung 7.1 sind die Stützenquerschnitte dargestellt. Ein konventionell bewehrter Stützenquerschnitt mit einem Beton der Güte C50/60 kommt dann auf Abmessungen von 1,35 x 1,35 m. Werden hochfeste Bewehrungsstäbe verwendet, kann die Fläche auf 80% verringert werden [41].



Abbildung 7.1: Vergleich der Stützenquerschnitte unter Hochhauslasten, a) bewehrte Stütze, b) Stütze mit hochfester Bewehrung, c) Stütze mit Kernprofilen

Normalerweise werden Walzträger aus Stahl in Stützen einbetoniert, um die Tragfähigkeit zu erhöhen. Die Abmessungen der Verbundstütze ergaben sich dann aus den Abmessungen der Walzträger, die zur Verfügung stehen. Um eine Verbundwirkung der Walzprofile mit dem Beton zu erreichen, werden Kopfbolzendübel angebracht. Eine weitere Möglichkeit eine Verbundwirkung zu erreichen, ist die Träger mit Verbunddübeln zu erstellen. Die Träger werden mittig getrennt und beim Trennschnitt die Verbunddübel bereist ausgeformt. Damit lassen sich sehr kompakte Querschnitte entwerfen (Abbildung 7.1c). Die erforderliche Fläche reduziert sich auf rund die Hälfte eines bewehrten Stützenquerschnitts.

Für ein hohes Gebäude mit 45 Stockwerken lassen sich die Stützenabmessungen über die Bauwerkshöhe ins Verhältnis setzen. Unter der Annahme einer quadratischen Stütze mit Abmessungen von 45 x 45 cm im obersten Stockwerk erhöht sich der Querschnitt auf 1,35 x 1,35 m. Im Vergleich dazu bleibt die Stütze mit Kernprofilen und Verbundwirkung deutlich schmäler (Abbildung 7.2).



Abbildung 7.2:Vergleich der Stützenquerschnitte unter Hochhauslasten aus Stahlbeton (vgl.
Abbildung 7.1a) und in Verbundbauweise als Stütze mit Kernprofilen (vgl. Abbildung
7.1c)

Der große Vorteil bei solchen großen Stützen ist der einfache Übergang auf größere Stützenabmessungen. Der wesentliche Normalkraftanteil ist in den Stahlprofilen, da das Verhältnis der E-Moduli ca. 1 zu 4 ist. Durch die Verbunddübelleisten kann der Normalkraftanteil über Schub in das benachbarte Profil übertragen werden (Abbildung 7.3). Der Übergangsbereich findet dann über eine Geschosshöhe statt. Der Vorteil ist, dass keine Verbindungen im Stahlbau notwendig werden. Normalerweise werden Kontaktstöße oder Schraubverbindungen vorgesehen, um die Kräfte zu übertragen. Bei der Lösung mit Kernprofilen wird Normalkraft über Schub im Beton übertragen. So ergeben sich einfache Verbindungen, die baustellengerecht sind und keine zu engen Toleranzen vorsehen (vgl. Abbildung 7.4).



Abbildung 7.3: Prinzip der Kraftübertragung zwischen zwei Kernprofilen mit Verbunddübelleiste



Abbildung 7.4: Erweiterung des Stützenquerschnitts bei einem Hochhaus

Entsprechend lässt sich dieses Prinzip auch für Aussparungen fortführen. In üblichen Verbundstützen ist eine Aussparung schwierig anzuordnen, da der Kraftfluss im Stahlträger unterbrochen wird. Eine Auswechslung im neuen System kann analog Abbildung 7.5 ausgebildet werden. Neben der Aussparung werden Profile angeordnet, die den Normalkraftanteil übernehmen und die Kräfte um die Aussparung herumleiten.



Abbildung 7.5: Beispiel einer Auswechslung für eine Öffnung in der Stütze für a) max. Biegetragfähigkeit und b) einer Stütze mit erhöhtem Brandschutz

Wird dieses Konstruktionsprinzip weitergeführt, ergeben sich neue Stützformen, bei denen die Verbunddübelleisten durch den Betonquerschnitt miteinander verbunden werden. Runde Stützen wirken schlanker als eckige Stützen und können auch als Verbundstützen ausgeführt werden (Abbildung 7.6a). Die ideale Form im Hinblick auf die Tragwirkung ergibt sich, indem die Stahlprofile nach außen gesetzt werden und damit den größten Hebelarm erhalten. Das Zusammenwirken findet über den Beton statt, der die Verbunddübelleisten untereinander schubsteif verbindet. Eine Verbügelung der Profile im Kernbereich wird konstruktiv notwendig (Abbildung 7.6b).



Abbildung 7.6: a) Rundstütze mit innenliegenden Stahlprofilen und b) Stütze mit gekammerten Beton und außenliegenden Stahlprofilen

Werden erhöhte Anforderung seitens der Brandschutzes an das Bauwerk gestellt, kann das Stützenprofil als Rundstütze ausgeführt werden. Der Beton ummantelt dabei die Stahlprofile und schützt sie vor der Wärmeeinwirkung. Zusätzlich kann auch ein Rundrohr als Mantel die Stütze umschließen, falls dies aus gestalterischen Gesichtspunkten gefordert wird (Abbildung 7.7 a+b).



Abbildung 7.7: Rundstützen mit innenliegenden Stahlprofilen mit erhöhtem Brandschutz a) durch eine Betonummantelung, b) mit Stahlrohrmantel

7.2 Deckensystem 1

Grundlage für den Entwurf eines Deckensystems sind die Anforderungen, die unter Abschnitt 3.2 angeführt werden. Als Grundlage dient ein Industriegebäude, das für Entwicklung, Produktion und Messeinrichtungen konzipiert ist. Das Gebäude soll einen höchsten Grad an Flexibilität für Nutzungsänderungen gewährleisten. Für eine flexible Nutzung soll auf Unterzüge unter der Decke verzichtet werden.

Das Grundraster des Gebäudes wird mit 12,00 x 12,00 m festgelegt. Die Geschosshöhe ist rd. 7,00 m.

Das System wird in eine Haupttragrichtung mit einem Hauptträger und Elementplattensysteme aufgeteilt. Dabei Tragen die Elementplattensysteme ihre Lasten auf den Hauptträger ab, der dieser dann in die Stützen einleitet.



Abbildung 7.8: Deckensystem 1 mit 12,00 x 12,00 m Spannweite

7.2.1 Hauptträger

Der Hauptträger spannt über 11,40 m und hat Momente von 3,4 MNm im Bauzustand und 2,6 MNm im Endzustand abzutragen. Es wird daher ein kompakter Verbundträger mit externer Druckbewehrung gewählt (Abbildung 7.9 und Abbildung 7.12), der mit Hochleistungsbeton vergossen wird, um die Druckspannungen an der Trägeroberseite im Bauzustand aufnehmen zu können.



Abbildung 7.9: Längsschnitt Hauptträger



Abbildung 7.10: Draufsicht Hauptträger

Er besteht aus zwei Walzprofilen der Reihe HD 320 x 198 der Güte S355J2G3. Die Walzprofile werden mittig getrennt. Die Verbunddübelleiste CL 100/250 wird bereits bei Trennschnitt der beiden Träger vorgesehen, so dass eine sehr wirtschaftliche Herstellung der Verbundmittel garantiert ist. Die oberen Trägerhälften werden mit Kopfbolzendübeln ergänzt, die die Verbindung zur später ergänzten Deckenplatte realisieren. Die Betongüte ist größer C70/85 zu wählen.

Die Hauptträger werden auf die Verbundstützen aufgelegt und bilden damit das Haupttragglied. An den Verbundstützen werden Knaggen angeordnet, auf denen die Stirnplatten und der Hauptträger zu liegen kommen.



Abbildung 7.11: Auflagerung der Hauptträger auf den Stützen im Bauzustand

Um die Verbunddeckenelemente aufnehmen zu können sind Konsolbelche in den Stahlträgerhälften angeordnet, die über eine Stahlnase die Stirnplatten der Verbundplatte auflagern (siehe Abbildung 7.12b und Abbildung 7.13.



Abbildung 7.12: a) Regelquerschnitt der Hauptträger mit 11,40 m Spannweite und b) mit Konsolblechen



Abbildung 7.13: Auflagerung der Elementdecken auf dem Hauptträger im Bauzustand

7.2.2 Elementdeckensystem in Negativlage

Das Elementdeckensystem besteht aus Verbundfertigteilen, die anschließend mit Ortbeton ergänzt werden. Die Verbundfertigteil- (VFT-) Platten sind wie eine umgedrehte Pi-Platte aufgebaut (Abbildung 7.14). Sie werden im Raster von 2,40 m verlegt und sind selbst 2,38 m breit, um Toleranzen in Querrichtung aufnehmen zu können. Die Haupttragglieder sind zwei halbierte Walzträger, die über Verbunddübel in die Fertigteilplatte aus UHPC einbinden. Um einen Übergang der Platte in den Zustand II, also in den gerissenen Zustand zu vermeiden, werden Spannstahllitzen mittig in der Platte eingebaut und im Spannbett vorgespannt. Die Fasern im UHPC nehmen die Spaltzugkräfte an den Litzenenden auf. In Querrichtung wird schlaffe Bewehrung angeordnet, die die Verbunddübel durchdringt und die Verbundwirkung gewährleistet. Die Stahlträger werden

mäandrierend halbiert, um ein maximale Konstruktionshöhe bei geringem Stahlverbrauch zu erreichen. Das Schnittprinzip ist in Abbildung 7.15 dargestellt.



Abbildung 7.14: VFT-Elementdecken in Negativlage



Abbildung 7.15: Schnittprinzip für die Längsträger

Die VFT-Elemente werden auf die Lagerkonsolen des Hauptträgers aufgelegt. Die Bewehrung wird ergänzt und der Beton über die Gesamthöhe vergossen. Damit entsteht ein vollflächiges Verbundsystem, das Haupträger und Elementdecken über die Verbundwirkung aktiviert. Der Bauablauf beschleunigt sich dadurch. Es können täglich an die 200 m² Deckenfläche verlegt und fertiggestellt werden.

Durch die Ortbetonergänzung über die gesamte Höhe des Querschnitts entsteht eine sehr massive Platte, die hohe Belastungen aufnehmen kann und vergleichsweise schwingungsunanfällig ist. Die Ortbetonplatte übernimmt die Flächentragwirkung. Dadurch können Installationen auch von unten angebracht werden, ohne dass die Tragsicherheit durch abgetrennte Spannlitzen gefährdet ist.

Im Brandfall ergeben sich durch die massive Bauweise große Feuerwiderstände. Zusätzliche Brandschutzmaßnahmen sind nur am Hauptträger notwendig.

7.3 Deckensystem 2 mit Positivlage

Die vordergründig konstruktiv logischere Herstelllage ist jedoch die Positivlage, in der die Verbundplatte des Elements an der Oberseite des Trägers liegt. Die Hauptträger bestehen für diese Konstruktionsart aus einem geschweißten Stahlträger, der eine Zwischenebene für die Auflagerung der VFT-Träger aufweist. Im Bauzustand werden die VFT-Elemente hier aufgelegt und zwischen den Stirnplatten mit einem Zwischenverguss versehen (Abbildung 7.16). Der VFT-Elemente selbst werden wieder aus halbierten, mäandrierend geschnitten Walzprofilen hergestellt, die mit Stirnplatten versehen werden (Abbildung 7.17).



Abbildung 7.16: Auflagerung der VFT-Elemente auf die Hauptträger aus geschweißten Blechen



Abbildung 7.17: Auflagerung der VFT-Elemente auf die Hauptträger aus geschweißten Blechen

Das Deckensystem 2 zeichnet sich durch seine leichte Konstruktion aus und kann gut in bestehenden Gebäuden eingesetzt werden. Durch die Positivlage sind die verbrauchten Stahlmassen gering und in der Produktion einfach zu handhaben. Nachteilig sind die offenen Stahlträger für den Brandschutz. Hier wird empfohlen, die Träger mit wärmehemmender Isolierfarbe zu beschichten.

8 Zusammenfassung und Ausblick

Auf Grundlage vorhergehender Untersuchungen zum Einsatz von Verbunddübelleisten in UHPC-Elementen konnten im Rahmen dieses Forschungsvorhabens tragende UHPC-Elemente als Bestandteil eines übergeordneten modularen Systems entwickelt werden. Dazu wurde anhand einer umfangreichen Studie zu dem bisherigen Kenntnisstand (Kapitel 2) ein auf die Materialeigenschaften der verwendeten Baustoffe und auf den Stand der Technik abgestimmtes Versuchsprogramm für Verbundträger sowie -stützen aus UHPC erstellt. Bauteile aus UHPC können zum einen aufgrund der hohen Druckfestigkeit des Baustoffes mit sehr geringen Außenabmessungen und infolge dessen sehr leicht ausgeführt werden. Da der Beton zum anderen sehr sensibel auf Umwelteinflüsse bzw. die Herstellbedingungen reagiert, ist eine Herstellung der Elemente im Fertigteilwerk nach dem heutigen Stand der Entwicklung empfehlenswert. Weiterhin zeichnet sich UHPC durch eine große Dauerhaftigkeit aus, die bei einem Einsatz der Elemente in einem modularen System und der damit einhergehenden Wiederverwertbarkeit der Bauteile über einen langen Zeitraum zu reduzierten Lebenszykluskosten und einer verbesserten Nachhaltigkeit führt. Bei den entwickelten Querschnitten werden die Verbunddübelleisten demzufolge nicht nur als einfach zu montierendes und leicht trennbares Verbindungssystem, das aufgrund der schwierigen Herstellbedingungen für UHPC auf der Baustelle in jedem Fall notwendig ist, sondern zugleich als externe Bewehrung genutzt.

Die Anforderungen an eine modulare Bauweise sowie deren mögliche Anwendungsgebiete wie z.B. in Industriebauten wurden in Kapitel 3 aufgezeigt. Anhand dieses Anforderungskatalogs konnten die Rahmenbedingungen für die Wettbewerbsfähigkeit von modularen UHPC-Konstruktionen gegenüber anderen Bauweisen festgelegt werden und bei der weiteren Versuchskonzeption berücksichtigt werden. Ausschlaggebende Vorteile für den Einsatz von modularen UHPC-Elementen im Hochbau sind gegenüber einer konventionellen Bauweise u.a. die Herstellkosten- und dauer sowie die hohe Qualität der vorgefertigten Elemente.

Die Untersuchungen zur Tragfähigkeit von UHCP-Verbundträgern (Kapitel 4), haben gezeigt, dass die verwendeten Verbunddübelleisten, neben ihrer Funktion als Verbindungselement, auch als externe Bewehrung eingesetzt werden können. In Abhängigkeit vom Verdübelungsgrad und den Abmessungen des Stahlflansches konnte bei verschiedenen Versuchsträgern eine vollständige Aktivierung der außenliegenden Bewehrung erreicht werden. Die Wahl des Verdübelungsgrades sowie der Klothoidenleistendicke beeinflusste dabei zum einen die maximale Tragfähigkeit der Verbundbalken sowie zum anderen die Duktilität im Versagensfall. In diesem Zusammenhang konnten konstruktive Vorschläge für die Sicherstellung eines duktilen Verhaltens des Bauteils erarbeitet werden. Weiterhin konnte der Einfluss des inneren Hebelarms und der Schubschlankheit auf das Tragverhalten der Versuchsträger deutlich gemacht werden. Auch die Auswirkungen des Stahlfasergehaltes und einer Stabstahlbewehrung wurden erkannt und müssen bei einer Bemessung berücksichtig werden. Zudem wurde ersichtlich, dass die Schubtragfähigkeit (mit oder ohne Bewehrung) einen sehr großen Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern aus UHPC hat.

Die FE-Simulationen zu den durchgeführten Verbundträgerversuchen zeigten eine gute Übereinstimmung mit den im Versuch erzielten Ergebnissen. Aufgrund dessen konnte anhand der Nachrechnung gezeigt werden, dass bei der Ausführung der Verbundträger als Balkenelement das gleiche Tragverhalten wie bei den experimentell untersuchten Plattenbalken erzielt werden kann. Somit kann die Übertragbarkeit der experimentell ermittelten Ergebnisse für Träger mit einem Plattenbalkenquerschnitt auf Träger mit einem reinen Balkenquerschnitt, die einen weiteren Bestandteil des modularen Systems darstellen, gewährleistet werden.

Die durchgeführten experimentellen Versuche zu UHPC-Verbundstützen (Kapitel 5) zeigten zum einen die erwarteten Einflüsse von Exzentrizität, Belastungsrichtung und Stützenschlankheit auf die Versuchsergebnisse. Zum anderen konnte ein sehr duktiles Verhalten der Verbundstützen und eine vollständige Aktivierung des außenliegenden Flansches als externe Bewehrung beobachtet werden. Weiterhin konnte der sehr gute Verbund zwischen Klothoidenleiste und UHPC bestätigt werden, der eine Betrachtung der Verbundstützen als vollständig zusammenwirkenden Querschnitt ermöglicht. In diesem Zusammenhang konnte auch der wesentliche Einfluss der Zugfestigkeit der Betonmatrix auf die Tragfähigkeit und im Besonderen auf das Nachbruchverhalten der Verbundstützen dargelegt werden.

Mit Hilfe der FE-Simulationen, die eine sehr gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen aufwiesen, sowie den Messungen der Stahlspannungen und der auftretenden Relativverschiebungen, konnte ein gutes Verständnis der Tragmechanismen der Verbundstützen erreicht werden. Zudem konnte aufgrund der gemessenen Stahlspannungen und Relativverschiebungen nochmals bestätigt werden, dass unter Berücksichtigung gewisser Parameter (Stahlfasergehalt, Klothoidenleistendicke) von einem vollständigen Verbund zwischen Stahlbauteilen und UHPC ausgegangen werden kann. Für diesen Fall liefert eine Bemessung der UHPC-Verbundstützen mit dem vereinfachten Verfahren nach Eurocode 4 [2] mit den Versuchsergebnissen übereinstimmende Werte und es ist, nach Verifizierung dieser Ergebnisse anhand von weiteren Versuchen oder FE-Simulationen, ein testweiser Praxiseinsatz der UHPC-Verbundstützen in engen Anwendungsgrenzen theoretisch möglich.

Die Untersuchungen zu bisher bestehenden Verbunddeckensystemen und deren Anschlussmöglichkeiten an die entwickelten modularen UHPC-Elemente in Kapitel 6 zeigten, dass die existierenden Systeme für einen Einsatz innerhalb der modularen Bauweise geeignet sind. Um ein funktionierendes System zu erhalten, können die bereits entwickelten Deckensystemen sowie bereits aus dem klassischen Stahlbau bekannte Anschlusssysteme genutzt werden. Die untersuchten Deckensysteme können deshalb als ideale Ergänzung für die im Rahmen dieses Forschungsvorhaben entwickelten modularen UHPC-Konstruktionen angesehen werden.

Abschließend wurden in Kapitel 7 mögliche Varianten für die Umsetzung der untersuchten tragenden Elemente UHPC-Verbundträger und UHPC-Verbundstützen in die Baupraxis anhand von Bemessungsbeispielen aufgezeigt. Mit der entwickelten UHPC-Verbundbauweise lassen sich gegenüber konventionellen Stützen die Außenabmessungen deutlich reduzieren und somit Vorteile hinsichtlich der Gestaltung aber auch Wirtschaftlichkeit realisieren UHPC-Verbundträger stellen in den dargelegten Praxisbeispiel eine ideale Komponente dar, da sie zum einen eine sehr hohe Tragfähigkeit aufweisen und zum anderen, durch den modularen Aufbau, einen schnellen Baufortschritt gewährleisten. Zusammenfassend liegen mit den untersuchten UHPC-Verbundträgern und UHPC-Verbundstützen sowie den bereits bestehenden Wand- und Deckenelementen alle für eine Bauweise mit modularen UHPC-Konstruktionen benötigten Bauteile vor. Gegenüber konventionellen und herkömmlichen Konstruktionen zeichnet sich diese Bauweise vor allem durch die hohen Tragfähigkeiten und Dauerhaftigkeitseigenschaften, die geringen Transportgewichte und Außenabmessungen sowie den schnellen Baufortschritt aus.

Ausblick und weiterer Forschungsbedarf

Mit den entwickelten Verbundträgern und -stützen sowie den untersuchten Deckensystemen und den existierenden Wandelementen stehen grundsätzliche alle benötigten Elemente für den Einsatz in ressourcenschonenden modularen Betonkonstruktionen aus UHPC bereit. Die Musteranwendungsbeispiele liefern zudem erste Anhaltspunkte für die Planung und Realisierung von modularen Bauteilen aus UHPC.

Bevor jedoch erste Pilotobjekte in dieser Bauweise hergestellt werden können, wären weitere Forschungen zur Absicherung der Erkenntnisse wünschenswert. So ist zum Beispiel bei den Verbundstützen der Einsatz von hochfestem Stahl zur Tragfähigkeitssteigerung denkbar. Auch der Einfluss lokaler Einwirkungen wie Konsolen auf den Verbund zwischen UHPC und Klothoidenleisten sowie die Tragfähigkeit der UHPC-Verbundstützen ist noch zu untersuchen. Weiterhin sollten zur Verifizierung der Anwendbarkeit des vorgestellten Bemessungsansatzes noch weitere Versuche unter anderen Belastungszuständen durchgeführt werden. Für die Verbundträger aus UHPC besteht aufgrund der wenigen abgesicherten Erkenntnisse über die Querkrafttragfähigkeit von bewehrten oder unbewehrten UHPC-Elementen noch kein abschließender Bemessungsansatz. Hierzu sowie zur Rissbreitenbeschränkung beim Einsatz von Verbunddübelleisten in Klothoidenform ohne zusätzliche Längsbewehrung ist noch weitere Forschung notwendig. Weiterhin müssen für den Einsatz der entwickelten Elemente als Bauteile unter nicht-ruhender Belastung noch Versuche zum Tragverhalten der Verbunddübelleisten in UHPC unter zyklischer Belastung durchgeführt werden. Zudem ist ein tieferer Einstieg in die bauphysikalischen und technischen Anforderungen und Möglichkeiten der entwickelten Konstruktion speziell für den Einsatz dieser Lösung im Hochbau erforderlich. Nicht zuletzt sollte außerdem, besonders aufgrund der außenliegenden Bewehrung, das Verhalten der modularen UHPC-Konstruktionen im Brandfall genauer untersucht werden.

Literaturverzeichnis

- [1] O. Fischer, T. Lechner, M. Mensinger, J. Ndogmo, G. Seidl und M. Stambuk, "Entwicklung dünnwandiger, flächenhafter Konstruktionselemente aus UHPC und geeigneter Verbindungstechniken zum Einsatz im Hoch- und Industriebau," Fraunhofer-Verl., Abschlussbericht, Forschungsinitiative Zukunft Bau, 2014.
- [2] Eurocode 4, Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton; Teil 1 1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln f
 ür den Hochbau, Deutsche Fassung EN 1994-1-1, 2004.
- [3] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Sachstandsbericht Ultrahochfester Beton, Berlin: DafStb, 2008.
- [4] T. Leutbecher, Rissbildung und Zugtragverhalten von mit Stabstahl und Fasern bewehrtem Ultrahochfesten Beton (UHPC), Kassel: Fachbereich Bauingenieurwesen der Universität Kassel, 2007.
- [5] C. Mühlbauer, Fügen von Bauteilen aus ultrahochfestem Beton (UHPC) durch Verkleben, Dissertation. München: Lehrstuhl für Massivbau, Technischen Universität München, 2012.
- [6] D. Wingenfeld, Fügetechnische Konstruktionslösungen für Bauteile aus ultrahochfestem Beton (UHPC), Dissertation. München: Lehrstuhl für Massivbau, Technischen Universität München, 2013.
- [7] S. Heinemeyer, Zum Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern aus ultrahochfestem Beton mit Verbundleisten, Dissertation. Aachen.: Fakultät für Bauingenieurwesen der RWTH Aachen, 2011.
- [8] E. Fehling, M. Schmidt, T. Teichmann, K. Bunje, R. Bornemann und B. Middendorf, Entwicklung, Dauerhaftigkeit und Berechnung Ultrahochfester Betone (UHPC), Kassel: Fachgebiet Werkstoffe für das Bauwesen und Fachgebiet Massivbau, Fachbereich Bauingenieurwesen, Universität Kassel, 2005.
- [9] P. Racky, "Wirtschaftlichkeit und Nachhaltigkeit von UHPC," in Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 2 - Ultra-Hochfester Beton, Kassel, Fachbereich Bauingenieurwesen, Universität Kasssel, 2003, pp. 49-57.
- [10] R. Böing und M. Schmidt, "Rohstoff- und energiesparendes Konstruieren mit Beton," *Beton*, Nr. 7, 1997.

- [11] T. Stengel und P. Schießl, "Der kumulierte Energieaufwand (KEA) ausgewählter Baustoffe für die ökologische Bewertung von Betonbauteilen," cbm Centrum Baustoffe und Materialprüfung, TU München, München, 2007.
- [12] I. k. q. Bauen, "Lebensdauer von Bauteilen und Bauschichten," Institut für Erhaltung und Modernisierung, TU Berlin, Berlin, 2006.
- [13] R. Böing, "Innovativer Beton ultrahochfest bis lichtdurchlässig," in *Fachtagung Modernes* Bauen Baustoffe der Zukunft, Gaildorf, 2007.
- [14] Allgemeine Bauaufsichtliche Zulassung Z-26.4-56: Verbunddübelleisten, Geltungsdauer: 13. Mai 2013 bis 13. Mai 2018, Berlin: Deutsches Institut f
 ür Bautechnik (DIBt), 2013.
- [15] P. Döinghaus, Zum Zusammenwirken hochfester Baustoffe in Verbundträgern, Dissertation. Aachen: Fakultät für Bauingenierwesen der RWTH Aachen, 2001.
- [16] A. Jähring, Zum Tragverhalten von Kopfbolzendübeln in hochfestem Beton, Dissertation. München: Lehrstuhl für Massivbau, Technischen Universität München, 2008.
- [17] S. Wiese, Zum Tragverhalten der neuartigen Verbundmittel "Stahlschare" f
 ür den filigranen Stahl-Beton-Verbundbau, Dissertation. Kaiserslautern: Fachbereich Bauingenieurwesen der TU Kaiserslautern, 2013.
- [18] H.-P. Ändra, "Neuartige Verbundmittel für den Anschluss von Ortbetonplatten an," *Beton- und Stahlbetonbau, Band 80, Heft 12,* pp. 325-328, 1985.
- [19] G. Seidl und A. Braun, "VFT-WIB-Brücke bei Vigaun Verbundbrücke mit externer Bewehrung," Stahlbau, pp. 86-93, 78, 2009.
- [20] G. Hanswille und M. Lippes, "Einsatz von hochfesten Stählen und Betonen bei Hohlprofil-Verbundstützen," *Stahlbau,* Bd. 77, pp. 296-307, 2008.
- [21] DIN 18800-5:2007-03. 2007-03, "Verbundtragwerke aus Stahl und Beton Bemessung und Konstruktion".
- [22] G. Steven, "Trag- und Nachbruchverhalten von Stützen aus ultrahochfestem Beton mit hochfester Längsbewehrung," Dissertation. Technische Universität Braunschweig, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Braunschweig, 2014.
- [23] M. Empelmann, M. Teutsch und S. Guido, "Versuche zum Trag- und Verformungsverhalten von Druckgliedern aus ultrahochfestem Beton," Technische Universität Braunschweig, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Braunschweig, 2008.
- [24] H. Schneider, "Kurze umschnürte Druckglieder aus ultrahochfestem Beton," Dissertation.

Universität Leipzig, Leipzig, 2007.

- [25] M. Held, "Ein Beitrag zur Herstellung und Bemessung von Druckgliedern aus hochfestem Normalbeton (B60 - B125)," Dissertation. Technische Hochschule Damrstadt, Fachbereich Konstruktiver Ingenieurbau, Darmstadt, 1992.
- [26] C. Goralski, "Zusammenwirken von Beton und Stahlprofil bei kammerbetonierten Verbundträgern," Dissertation. Technische Hochschule Aachen, Fakultät für Bauingenieurwesen, Aachen, 2006.
- [27] W. Kurz, "Stahlverbundkonstruktionen im Parkhausbau," Beton- und Stahlbetonbau, 2004.
- [28] K. Dammeyer, "Systemparkhaus in Beton-Stahlverbund-Bauweise," *Stahlbau,* Nr. Heft 10, pp. 759-780, 2014.
- [29] "Die Brüder von der Baustelle," Handelsblatt, 20.08.2014.
- [30] T. Lechner, Zur Anwendung von Verbunddübelleisten in schlanken Verbundträgern aus ultrahochfestem Beton, Dissertation in Vorbereitung, München: Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München.
- [31] J. Thiemicke, Zum Querkraftverhalten von UHPC-Balken mit kombinierter Bewehrung aus Stahlfasern und Stabstahl, Kassel: Universitätsbibliothek Kassel, 2015.
- [32] M. Wild, G. Schmidt-Thrö und O. Fischer, "Faseroptische Dehnungsmessung im Versuch und an Bauwerken - Anwendungsmöglichkeiten im Betonbau," in 18. Münchener Massivbau Seminar, München, Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München, 2014, pp. 56-65.
- [33] M. Carra, "Numerische Abbildung von Versuchen mit UHPC-Verbundstützen durch Finite-Elemente-Berechnungen," Masterarbeit am Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München (unveröffentlicht), München, 2016.
- [34] Z. &. C. G. mbH, Arch Deck Trapezblechbogen-Verbunddecke, Wien: Technische Dokumentation.
- [35] Arval, Verbunddeckensysteme COFRASTRA, ArcelorMital, 2010.
- [36] MONTANA, Stahl. Verbund. Holorib/Superholorib., 2015.
- [37] G. Hauf, "Verformungsverhalten von Slim-Floor Trägern," *Stahlbau,* Bd. 80, Nr. 12, pp. 904-910, 2011.
- [38] U. Kuhlmann, G. Hauf und A. Rieg, "Konstruktions- und Ausführungsmöglichkeiten von Anschlüssen bei Verbundflachdeckenträgern," *Stahlbau*, Bd. 83, Nr. 4, pp. 227-235, 2014.

- [39] W. Suttrop, J. Hegger, S. Bülte, M. Günther und P. Pink, "Dokumentation 614 Stahlgeschossbau -Deckensystem-," *Bauen mit Stahl*.
- [40] ArcelorMittal, Slim Floor Das innovative Konzept für Flachdecken.
- [41] H. Falkner, "Das neue Bewehrungssystem; Druckglieder mit hochfestem Betonstahl SAS 670/880, Teil I: Entwicklung, Versuche, Bemessung und Konstruktion," *Beton- und Stahlbetonbau*, pp. 304-317, Heft 5 2008.
- [42] G. Hulbert, Verbundträger aus UHPC und hochfestem Stahl unter positiver Momentenbeanspruchung, Diplomarbeit. Aachen: Fakultät für Bauingenieurwesen der RTWH Aachen, 2007.
- [43] Eurocode 2, Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln f
 ür den Hochbau, Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004, 2011.
- [44] JSCE, Recommendations for Design and Construction of High Performance Fiber Reinforced Cement Composites with Multiple Fine Cracks (HPFRCC), JSCE, 2008.
- [45] AFGC, Interim Recommendations Ultra High Performance Fibre-Reinforced Concretes, AFGC, 2002.
- [46] J. Heidrich, Experimentelle Untersuchungen zum Schubtragverhalten dünner Scheiben aus Ultrahochfestem Beton, Beton- und Stahlbetonbau, Berlin: Ernst & Sohn, 2009.
- [47] Heinzl et al, Schubtragfähigkeit dünnwandiger Träger aus stahlfaserbewehrten UHPC, Bauingenieur, Band 87, 2012.
- [48] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStB), Sachstandsbericht Ultrahochfester Beton -Betontechnik und Bemessung, Berlin: DAfStB, 2005.
- [49] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), DafStb-Richtlinie Stahlfaserbeton, Berlin: DAfStb, 2012.
- [50] BMUB, Leitfaden Nachhaltiges Bauen, Berlin: BMUB, Referat B15, 2014.

Anhang A: Verbundträger

In dieser Anlage werden die Rissbildung und die Versuchsergebnisse zu den Verbundträgerversuchen detaillierter abgedruckt. Die Abbildungen wurden aus [30] übernommen.

A.1 Materialeigenschaften

Materialeigenschaften des UHPC

| Verbundträger | Betonrezeptur und Fasergehalt [Vol%] | Druckfestigkeit f _{ck,150} [N/mm²] | Zugfestigkeit <i>f_{ct,28d}</i> [N/mm²] | E-Modul <i>E_{cm,28d}</i> [N/mm²] |
|---------------|--|---|---|---|
| PB-30-3-1 | B5Q-2,5 | 199,4 | 7,88 | 52.419 |
| PB-30-3-2 | B5Q-2,5 | 197,7 | 8,12 | 51.838 |
| PB-30-3-3 | B5Q-2,5 | 201,3 | 8,12 | 50.959 |
| PB-30-5-1 | B5Q-2,5 | 192,3 | 7,94 | 51.786 |
| PB-30-5-2 | B5Q-0,9 | 187,3 | 5,62 | 50.180 |
| PB-30-5-3 | B5Q-2,5 | 202,5 | 7,54 | 50.926 |
| PB-30-10-1 | B5Q-2,5 | 199,5 | 8,07 | 51.413 |
| PB-30-10-2 | B5Q-2,5 | 200,3 | 7,94 | 50.281 |
| PB-30-10-3 | B5Q-2,5 | 198,5 | 8,61 | 51.321 |
| PB-30-10-4 | B5Q-0,9 | 191,7 | 5,62 | 47.184 |
| PB-46-3-1 | B5Q-2,5 | 199,4 | 8,61 | 51.448 |
| PB-46-10-1 | B5Q-2,5 | 196,7 | 7,86 | 51.258 |

Materialeigenschaften der Verbunddübelleisten

| Leistendicke [mm] | Stahlgüte | Streckgrenze f _{y,CL} [N/mm²] | Zugfestigkeit f _{u,CL} [N/mm²] | E-Modul <i>E_{CL}</i> [N/mm²] |
|----------------------|-----------|--|---|---|
| 10 | S 355 | 410,0 | 482,3 | 202.400 |
| 5 | S 235 | 325,0 | 389,3 | 212.400 |
| 3 | S 235 | 338,3 | 398,7 | 214.600 |

Materialeigenschaften des Flansches (externe Bewehrung)

| Abmessungen [mm] | Stahlgüte | Streckgrenze f _{y,a} [N/mm²] | Zugfestigkeit f _{u,a} [N/mm²] | E-Modul <i>E_a</i> [N/mm²] |
|---------------------|-----------|---|--|--|
| 120x20 | S 355 | 402,5 | 518,8 | 215.000 |

Materialeigenschaften der Bewehrung

| Bewehrungsart | Stahlgüte | Streckgrenze | Zugfestigkeit | E-Modul |
|------------------|-----------|------------------|------------------|------------|
| und Einbauort | | f _{y,s} | f _{t,s} | Es |
| | | [N/mm²] | [N/mm²] | [N/mm²] |
| | | | | (Annahmen) |
| Stabstahl (Steg) | B500B | 642,1 | 700,3 | 200.000 |
| Matte (Platte) | B500A | 524,4 | 648,0 | 200.000 |

A.2 Rissbilder



A.3 Detailergebnisse der einzelnen Verbundträgerversuche

PB-30-3-1





Dehnungen des Stahlflansches im Schnitt M (links) und B (rechts)











PB-30-3-2



Schlupf über die Trägerlänge bis P_{max} (links) und ab P_{max} bis zum Versuchsende (rechts)

Dehnungen des Stahlflansches im Schnitt M (links) und B (rechts)



Dehnungen der Stahldübel gesamt (links) und bis max. 5 ‰ Dehnung (rechts)



PB-30-3-3



Schlupf über die Trägerlänge bis P_{max} (links) und ab P_{max} bis zum Versuchsende (rechts)













PB-30-5-1



Schlupf über die Trägerlänge bis Pmax (links) und ab Pmax bis zum Versuchsende (rechts)

Dehnungen des Stahlflansches im Schnitt M (links) und B (rechts)





Dehnungen der Stahldübel gesamt





PB-30-5-2



Schlupf über die Trägerlänge bis P_{max} (links) und ab P_{max} bis zum Versuchsende (rechts)












PB-30-5-3



Schlupf über die Trägerlänge bis P_{max} (links) und ab P_{max} bis zum Versuchsende (rechts)















Schlupf über die Trägerlänge bis Pmax (links) und ab Pmax bis zum Versuchsende (rechts)













Schlupf über die Trägerlänge bis Pmax (links) und ab Pmax bis zum Versuchsende (rechts)

Dehnungen des Stahlflansches im Schnitt M (links) und B (rechts)









40



Schlupf über die Trägerlänge bis Pmax (links) und ab Pmax bis zum Versuchsende (rechts)













Schlupf über die Trägerlänge bis P_{max} (links) und ab P_{max} bis zum Versuchsende (rechts)











PB-46-3-1



Schlupf über die Trägerlänge bis P_{max} (links) und ab P_{max} bis zum Versuchsende (rechts)











PB-46-10-1



Schlupf über die Trägerlänge bis P_{max} (links) und ab P_{max} bis zum Versuchsende (rechts)











Anhang B: Verbundstützen

In dieser Anlage werden die Festigkeitswerte der für die Verbundstützenversuche verwendeten Materialen, die tatsächlichen Stützabmessungen sowie die Ergebnisse der Versuche und Nachrechnungen detaillierter abgedruckt.

B.1 Materialeigenschaften

Materialeigenschaften der verwendeten Betone nach 28 Tagen

In der folgenden Tabelle werden die Festbetoneigenschaften der verwendeten UHPC- bzw. HPC-Mischungen nach 28 Tagen aufgeführt. Bei den angegeben Werten handelt es sich jeweils um den Mittelwert aus mindestens drei Materialprüfversuchen. Teilweise wurden mehrere UHPC-Körper aus einer UHPC-Mischung hergestellt.

| Bezeichnung Stütze | Betonrezeptur und Fasergehalt [Vol%] | Druckfestigkeit f _{ck,cube,150,28d} [N/mm ²] | Druckfestigkeit f _{ck, cyl,28d} [N/mm ²] | Biegezug- festigkeit f _{ct, fl, 28d} [N/mm ²] | E-Modul <i>E_{cm,28d}</i> [N/mm²] |
|-----------------------|---|---|---|---|---|
| VS-5-1 | B5Q-2,5 | 187,10 | 184,61 | 30,98 | 49.508 |
| VS-5-2 | B5Q-2,5 | 181,80 | 173,40 | 34,80 | 49.724 |
| VS-5-3 | B5Q-2,5 | 205,03 | 186,10 | 31,16 | 51.917 |
| VS-5-4 | B5Q-2,5 | 181,80 | 173,40 | 34,80 | 49.724 |
| VS-5-5 | B5Q-2,5 | 205,03 | 186,10 | 31,16 | 51.917 |
| VS-5-6 | B5Q-0,9 | 190,90 | 180,10 | 13,54 | 49.264 |
| VS-5-7 | B5Q-2,5 | 199,13 | 183,87 | 32,31 | 52.198 |
| VS-3-1 | B5Q-2,5 | 181,80 | 173,40 | 34,80 | 49.724 |
| VS-3-2 | B5Q-2,5 | 205,03 | 186,10 | 31,16 | 51.917 |
| VS-3-3 | B5Q-2,5 | 199,13 | 183,87 | 32,31 | 52.198 |
| VS-HPC-1 | HPC-0,0 | 122,67 | 117,20 | 7,02 | 41.002 |
| S8-20 | B5Q-2,5 | 199,13 | 183,87 | 32,31 | 52.198 |

Materialeigenschaften der verwendeten Betone am Versuchstag

In der folgenden Tabelle werden die Festbetoneigenschaften der verwendeten UHPC- bzw. HPC-Mischungen am Versuchstag dargestellt. Bei den angegeben Werten handelt es sich jeweils um den Mittelwert aus mindestens drei Materialprüfversuchen. Teilweise wurden mehrere UHPC-Körper aus einer UHPC-Mischung hergestellt; für diesen Fall wurden die Festigkeitswerte am Versuchstag teilweise interpoliert. Interpolierte Werte sind mit * gekennzeichnet. Die einaxiale Zugfestigkeit konnte mittels Zugknochen erst 77 bis 89 Tage nach der Herstellung der Versuchskörper bestimmt werden und wird auch in der nachfolgenden Tabelle aufgeführt.

| Bezeichnung Stütze | Betonrezeptur und Fasergehalt [Vol%] | Druckfestigkeit f _{ck, cube,150} [N/mm ²] | Druckfestigkeit f _{ck, cyl} [N/mm ²] | Biegezug- festigkeit f _{ct,fl} [N/mm ²] | Zugfestigkeit f _{ct} [N/mm²] | E-Modul <i>E_{cm}</i> [N/mm²] |
|-----------------------|---|--|---|---|---|---|
| VS-5-1 | B5Q-2,5 | 186,11 | 186,11 | 34,12 | - | 53.066 |
| VS-5-2 | B5Q-2,5 | 188,20* | 181,20* | 29,29* | 8,71 | 50.350* |
| VS-5-3 | B5Q-2,5 | 203,75* | 191,24* | 28,83* | 8,20 | 52.354* |
| VS-5-4 | B5Q-2,5 | 186,07* | 178,60* | 31,13* | 8,71 | 50.141* |
| VS-5-5 | B5Q-2,5 | 203,32* | 192,96* | 28,06* | 8,20 | 52.500* |
| VS-5-6 | B5Q-0,9 | 190,90 | 180,10 | 13,54 | 5,31 | 49.264 |
| VS-5-7 | B5Q-2,5 | 206,50* | 194,82* | 27,24* | 9,13 | 51.364* |
| VS-3-1 | B5Q-2,5 | 182,87* | 174,70* | 33,88* | 8,71 | 49.828* |
| VS-3-2 | B5Q-2,5 | 203,53 | 192,10 | 28,45 | 8,20 | 52.427 |
| VS-3-3 | B5Q-2,5 | 200,27* | 185,55* | 31,53* | 9,13 | 52.070* |
| VS-HPC-1 | HPC-0,0 | 122,67 | 117,20 | 7,02 | | 41.002 |
| S8-20 | B5Q-2,5 | 202,53* | 188,92* | 29,97* | 9,13 | 51.813* |

Materialeigenschaften der verwendeten Stahlteile

In der nachfolgenden Tabelle sind die mit Hilfe von Zugproben ermittelten Festigkeitswerte des verwendeten Stahls angegeben. Die angegebenen Werte stellen wiederum Mittelwerte aus mindesten drei Zugproben dar. Bei Verbundstütze VS-3-2 wurde der Flansch aus Material der Stahlgüte S355 und die Klothoidenleiste aus Material der Stahlgüte S235 gefertigt. Bei allen anderen Versuchen stammte der verwendete Stahl für die jeweiligen Stahlbauteile für einen Versuch aus derselben Charge.

| Densishauma | | News | Dicke der | Streckgrenze | Zugfestigkeit | E-Modul |
|-------------|---------------------------------|--------------------|-----------|-------------------|-------------------|-----------------|
| Stützo | Bauteil | nenn- stablaüte | KL-Leiste | f _{y,CL} | f _{u,CL} | E _{CL} |
| Stutze | | Stanigute | [mm] | [N/mm²] | [N/mm²] | [N/mm²] |
| VS-5-1 | Klothoidenleiste und Flansch | S 235 | 5,0 | 415,67 | 570,67 | 166.267 |
| VS-5-2 | Klothoidenleiste und Flansch | S235 | 5,0 | 320,00 | 485,00 | 160.000 |
| VS-5-3 | Klothoidenleiste und Flansch | S235 | 5,0 | 320,00 | 485,00 | 160.000 |
| VS-5-4 | Klothoidenleiste und Flansch | S355 | 5,0 | 394,00 | 618,75 | 197.000 |
| VS-5-5 | Klothoidenleiste und Flansch | S355 | 5,0 | 394,00 | 618,75 | 197.000 |
| VS-5-6 | Klothoidenleiste und Flansch | S235 | 5,0 | 320,00 | 485,00 | 160.000 |
| VS-5-7 | Klothoidenleiste und Flansch | S235 | 5,0 | 320,00 | 485,00 | 160.000 |
| VS-3-1 | Klothoidenleiste und Flansch | S235 | 3,0 | 320,00 | 485,00 | 160.000 |
| VS-3-2 | Klothoidenleiste | S235 | 3,0 | 320,00 | 485,00 | 160.000 |
| VS-3-2 | Flansch | S355 | 3,0 | 394,00 | 618,75 | 197.000 |
| VS-3-3 | Klothoidenleiste und Flansch | S235 | 3,0 | 320,00 | 485,00 | 160.000 |
| VS-HPC-1 | Klothoidenleiste und Flansch | S235 | 3,0 | 320,00 | 485,00 | 160.000 |
| S8-20 | Längsbewehrung (Stabstahlbew.) | B500 B | Ø = 20,0 | 510,24 | 616,92 | 199.200 |

B.2 Tatsächliche Stützenabmessungen

In der nachfolgenden Tabelle werden die nach der Herstellung gemessenen, tatsächlichen Außenabmessungen der untersuchten Stützen aufgeführt. Die Messung wurde dabei bei jeder Stütze jeweils in den Viertelspunkten (x = 75 cm, 150 cm und 225 cm bzw. x = 62,5 cm, 125 cm und 187,5 cm für die Verbundstütze VS-5-7) der Stützen durchgeführt. Die Zuordnung der angegebenen Querschnittsabmessungen zum Stützenquerschnitt sowie die Nummerierung der Klothoidenleisten ist der unten aufgeführten Abbildung zu entnehmen.

| | x = 75cm | | | | x = 150cm | | | | x = 225cm | | | |
|------------------|------------|------------|--------------------------|--------------|------------|------------|--------------------------|--------------------------|------------|------------|--------------------------|--------------|
| Bez. | h₁ [mm] | h₂ [mm] | h ₁₋₄ [mm] | h₂₋₃ [mm] | h₁ [mm] | h₂ [mm] | h ₁₋₄ [mm] | h ₂₋₃ [mm] | h₁ [mm] | h₂ [mm] | h ₁₋₄ [mm] | h₂₋₃ [mm] |
| VS-5-1 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - |
| VS-5-2 | 14,5 | 14,2 | 16,1 | 16,4 | 14,5 | 14,5 | 16,1 | 15,9 | 14,5 | 14,4 | 16,3 | 16,2 |
| VS -5-3 | 14,3 | 14,7 | 16,5 | 16,8 | 14,2 | 14,9 | 16,2 | 16,6 | 14,3 | 14,6 | 16,5 | 16,9 |
| VS -5-4 | 14,2 | 14,4 | 16,2 | 16,8 | 14,4 | 14,5 | 16,1 | 16,6 | 14,5 | 14,4 | 16,4 | 16,8 |
| VS-5-5 | 14,5 | 14,6 | 17,0 | 16,7 | 14,7 | 14,7 | 16,7 | 16,5 | 14,4 | 14,6 | 16,8 | 16,9 |
| VS-5-6 | 14,2 | 14,7 | 17,0 | 16,4 | 14,1 | 14,9 | 16,8 | 16,5 | 14,4 | 14,6 | 17,0 | 16,7 |
| VS-5-7 | 14,7 | 14,7 | 16,5 | 16,6 | 14,8 | 14,6 | 16,5 | 16,6 | 14,8 | 14,4 | 16,8 | 16,8 |
| VS- HPC-1 | 14,5 | 14,5 | 14,3 | 14,6 | 14,5 | 14,6 | 14,7 | 14,7 | 14,5 | 14,5 | 14,8 | 14,3 |
| VS-3-1 | 14,7 | 14,4 | 16,7 | 16,5 | 14,5 | 14,5 | 16,6 | 16,2 | 14,8 | 14,1 | 16,5 | 16,2 |
| VS-3-2 | 14,2 | 14,4 | 16,4 | 16,9 | 14,4 | 14,2 | 16,5 | 16,6 | 14,5 | 14,2 | 16,8 | 16,8 |
| VS-3-3 | 14,3 | 14,4 | 16,7 | 16,8 | 14,5 | 14,4 | 16,4 | 16,7 | 14,3 | 14,2 | 16,7 | 16,9 |
| S-8/20 | 14,3 | 14,5 | 16,3 | 16,3 | 14,3 | 14,6 | 16,1 | 16,0 | 14,2 | 14,5 | 16,3 | 16,6 |
| Max. Abw.: | 0,3 | 0,3 | 0,5 | 0,4 | 0,4 | 0,4 | 0,4 | 0,6 | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,4 |
| Mittel- wert: | 14,4 | 14,5 | 16,5 | 16,6 | 14,4 | 14,6 | 16,4 | 16,4 | 14,5 | 14,4 | 16,6 | 16,7 |
| Abw. Mitt.: | 0,1 | 0,0 | 0,0 | 0,1 | 0,1 | 0,1 | 0,1 | 0,1 | 0,0 | 0,1 | 0,1 | 0,2 |



B.3 Detailergebnisse der einzelnen Verbundstützenversuche

Im Folgenden werden die einzelnen Ergebnisse und Auswertungen der Verbundstützenversuche dargestellt. Für den Fall, dass bei den jeweiligen Stützen DMS-Messungen durchgeführt wurden, wird weiterhin die genaue Lage der DMS sowie der Stahldübel auf den der DMS appliziert wurde angegeben. Die Bezeichnung der DMS an Stahldübeln setzt sich dabei aus drei Nummern zusammen (z.B. 1-10.1). Dabei entspricht die erste Zahl der Nummerierung der betreffenden Klothoidenleisten (vgl. Anhang B.3). Die Stützen wurden dabei im Versuch so belastet, dass die Verformung in Richtung der Klothoidenleiste 1 (Zugseite) auftrat. Die zweite Nummer bezeichnet den Stahldübel, auf dem der Messstreifen angebracht war, wobei die Nummerierung der Stahldübel von oben nach unten (Stützenkopf nach Stützenfuß) erfolgte. Die dritte Zahl ist eine fortlaufende Nummerierung für den Fall, dass mehr als ein DMS pro Stahldübel angebracht war. Die DMS, die zur Überprüfung oder als Ersatz für die optische Fasermessung in horizontaler Mitte der Außenseite des Stahlflanschs angebracht waren, werden bzgl. der Anbringung an Druck- oder Zugseite und der Anbringungshöhe unterschieden. So steht der erste Buchstabe für die Anbringung am Flansch auf Druck- oder Zugseite (D oder Z) und die anschließende Zahl für die Anbringungshöhe, wobei 0,0 cm hier den Stützenkopf bezeichnet. Der DMS Z-150 befand sich so beispielsweise auf der Zugseite (in Richtung der geplanten Verformung) und 150 cm unterhalb des Stützenkopfes, also in Stützenmitte.

Zusätzlich zu den DMS und den in Kapitel 5.3.2 aufgeführten induktiven Wegaufnehmern zur Messung der Relativverschiebungen zwischen Stahl und Beton sowie der Auflagerverdrehung wurde noch auf die Werte der Prüfmaschine bzgl. vertikaler Verschiebung und Kraft zurückgegriffen. Die genaue Positionierung und Bezeichnung der induktiven Wegaufnehmer zur Aufnahme der Relativverschiebung ist in der nachfolgenden Abbildung dargestellt. Wie weiterhin in Kapitel 5.3.2 angegeben, wurde die horizontale Verformung der Stützen an vier Punkten aufgenommen. Die Aufnahme der Verformung in Stützenmitte erfolgte dabei mit zwei Wegaufnehmern, um bei diesem wichtigen Messpunkt einen abgesicherten Messwert zu erhalten. Zudem wurden auf der Zugseite noch zwei zusätzliche Seilzugwegaufnehmer in den jeweiligen Viertelspunkten der Stützen angebracht.

Zudem wurden die Dehnungen des Stahls und des Betons mit Hilfe einer optischen Messfaser über die Stützenhöhe ermittelt. Die optische Messfaser befand sich dabei in der horizontalen Mitte der Außenseite der hauptsächlich auf Zug belasteten Klothoidenleiste (vgl. Abbildung 5.10) sowie auf der nebenan liegenden Betonfläche. Lediglich bei Stütze VS-5-6 wurde die optische Glasfaser auf der Druckseite, also auf Klothoidenleiste 4 angebracht. Die Messung der Dehnungen und Stauchungen wurde dabei für verschiedene Laststufen und über die Stützenhöhe ausgewertet und in zwei Längenabschnitte unterteilt. Die Längenangabe 0,0 – 3,0 m bezieht sich dementsprechend auf die Stützenhöhe und die Messung auf dem Stahlflansch, wobei 0,0 m den Stützenfuß bezeichnet. Die Auswertung über die Länge 3,0 – 6,0 m gibt die Werte der Messung auf der Betonoberfläche wieder, wobei hier 3,0 m den Stützenkopf markiert. Aufgrund der Neuartigkeit und Sensibilität der Messfasern konnten nicht für alle Stützen und alle Laststufen verlässliche Werte gewonnen werden, so dass im Folgenden nur die Messwerte der verifizierten und funktionierenden Messungen dargestellt werden.





Relativverschiebung zwischen Stahl und Beton und horizontale Verformung der Stütze

Dehnungen der Stahldübel und Position der Dehnmessstreifen









Relativverschiebung zwischen Stahl und Beton und horizontale Verformung der Stütze





-400

-600 -3,0

3,5

4,0

4,5

Länge [m]

5,0

VS-5-3



Relativverschiebung zwischen Stahl und Beton und horizontale Verformung der Stütze

Dehnungen der außenliegenden Stahlleisten (Messsytem Luna und DMS)



200 KN

400 KN 600 KN 800 KN

6,0

5,5





Relativverschiebung zwischen Stahl und Beton und horizontale Verformung der Stütze









Dehnungen der Stahldübel und Position der Dehnmessstreifen







Relativverschiebung zwischen Stahl und Beton und horizontale Verformung der Stütze



Relativverschiebung zwischen Stahl und Beton und horizontale Verformung der Stütze









Relativverschiebung zwischen Stahl und Beton und horizontale Verformung der Stütze







Dehnungen der Stahldübel und Position der Dehnmessstreifen





VS-3-1



Relativverschiebung zwischen Stahl und Beton und horizontale Verformung der Stütze

Dehnungen der Stahldübel und Position der Dehnmessstreifen





VS-3-2



Relativverschiebung zwischen Stahl und Beton und horizontale Verformung der Stütze





Dehnungen der Stahldübel und Position der Dehnmessstreifen





VS-3-3



Relativverschiebung zwischen Stahl und Beton und horizontale Verformung der Stütze







Dehnungen der Stahldübel und Position der Dehnmessstreifen





VS-HPC-1

Relativverschiebung zwischen Stahl und Beton und horizontale Verformung der Stütze



Dehnungen der außenliegenden Stahlleisten (Messsytem Luna)





Dehnungen der Stahldübel und Position der Dehnmessstreifen





S-8/20

Horizontale Verformung der Stütze









Dehnungen der Stahldübel und Position der Dehnmessstreifen


B.4 Bemessung der Verbundstützen nach Eurocode 4 [2]

In den nachfolgenden Abbildungen bzw. Tabellen sind die Ergebnisse der vereinfachten Bemessung für Verbundstützen nach Eurocode 4 [2] (blaue bzw. orange Kurve) den Versuchsergebnissen in Momenten-Normalkraft-Interaktionsdiagrammen gegenübergestellt.

Aufgrund der gemessenen und sehr geringen Relativverschiebungen zwischen Verbunddübelleisten und Beton (vgl. Anhang B.3) konnte auf die vereinfachte Bemessung nach EC 4 [2] zurückgegriffen werden, obwohl diese nur für durchgängige Stahlprofile zulässig ist. Die Bemessung wurde analog zu den Vorgaben des Eurocodes durchgeführt; es wurde jedoch auf die tatsächlichen und in begleitenden Versuchen ermittelten Materialfestigkeiten (vgl. Anhang B.1) ohne Sicherheiten zurückgegriffen. Zudem wurden die exakten Außenabmessungen (vgl. Anhang B.2) für die Berechnung der Interaktionskurven angesetzt. Die für die einzelnen Berechnungen angesetzten Material- und Querschnittswerte sind ebenfalls im Folgenden angegeben.

Einzig bei der Bestimmung des im Versuch aufgetretenen Moments nach Theorie II. Ordnung $M_{Vers,2.0}$ wurde vom Vorgehen nach Eurocode abgewichen. Hier wurde zur Ermittlung der zusätzlichen Exzentrizität aus Effekten der Theorie II. Ordnung auf den in der Normung vorgesehenen Beiwert k verzichtet und stattdessen die tatsächliche Verformung in Stützenmitte unter Maximallast angesetzt.















