

DIPLOMARBEIT

Master Thesis

Planung und Bau von großformatigen, dünnwandigen Doppelwänden aus Ultrahochleistungsbeton

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades
eines Diplomingenieurs

unter der Leitung von

O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. M.Eng. **Johann Kollegger**
und
Dipl.-Ing. **Philipp Preinstorfer**

E212-2

Institut für Tragkonstruktionen - Betonbau

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Corina Brus, BSc.

0925798

Flurgasse 13c , A-8680 Mürzzuschlag

Mürzzuschlag, im November 2017

.....

Danksagung

Da ich mit dieser Arbeit nun am Ende meines Studiums angelangt bin, wird es Zeit einigen Menschen „DANKE“ zu sagen. Als erstes möchte ich mich bei Herrn Prof. Johann Kollegger bedanken, welcher mir überhaupt die Möglichkeit gab meine Diplomarbeit am Institut für Tragkonstruktionen – Betonbau zu verfassen. Ein weiterer Dank gilt meinem Betreuer Philipp Preinstorfer.

Zusätzlich möchte ich mich noch bei der Firma Oberndorfer bedanken, mit deren Hilfe die Prototypen hergestellt wurden und wo wir auch die Versuche durchführen durften.

Weiteres möchte ich mich auch noch bei meiner Studienkollegin Susanne Wieser bedanken. Sie ist im Laufe des Studiums von einer Studienkollegin zu einer richtig guten Freundin geworden, die immer ein offenes Ohr für mich hatte, wenn etwas einmal nicht so lief wie man es sich vorgestellt hat.

Natürlich auch nicht zu vergessen sind meine ganzen Freunde, vor allem meine „Steirermädls“, welche immer für die notwendige Abwechslung während meiner Studienzzeit gesorgt haben. Auch sie waren immer eine große Unterstützung!

Auch bedanken möchte ich mich noch bei meinem Freund Andreas Amesbauer, der in meiner Studienlaufzeit eine sehr wichtige Rolle spielte, da er mich immer unterstützte, immer für mich da war und mich in Zeiten wo ich die Nerven wegschmiss, immer wieder auf den Boden der Tatsachen zurück geholt hat.

Mein größter Dank gilt jedoch meiner Familie – vor allem meinen Eltern. Sie haben mich immer finanziell unterstützt und waren mir immer ein starker Rückhalt. Ohne ihre Hilfe hätte ich das Studium in dieser Weise nicht geschafft. DANKE MAMA UND PAPA!!!

Kurzfassung

In den letzten Jahren haben einige bahnbrechende Ideen und Entwicklungen der Betonbauweise neue Ausführungs- und Gestaltungsmöglichkeiten eröffnet. Eine dieser Entwicklungen ist der sogenannten Ultra High Performance Concrete (UHPC) – Ultrahochleistungsbeton. Damit werden im Regelfall Betone mit einer Druckfestigkeit über 150 N/mm^2 bezeichnet. Diese Druckfestigkeit kann jedoch mit speziellen Nachbehandlungsmethoden noch gesteigert werden kann.

Bei richtiger Anwendung ist es mit UHPC möglich, sehr filigrane und leichte Konstruktionen, welcher eher an Stahlbauten als an massive Betonbauten erinnern, zu bauen. Als mögliches Anwendungsgebiet wurde an der TU Wien am Institut für Tragkonstruktionen eine neue Methode zum Bau von Doppelwandsystemen aus Ultrahochleistungsbeton entwickelt. Vorteile welche diese Art von Beton mit sich bringt sind vor allem die erhöhte Dauerhaftigkeit und die Druckfestigkeit, welche auf die hohe Gefügedichte zurückzuführen sind. Durch diese Eigenschaften können die beiden Wandelemente auf bis zu 30 mm reduziert werden, wodurch das Eigengewicht in der Bauphase wesentlich reduziert wird und auch die Transport- und Montagekosten fallen geringer aus. Im Gegensatz zu Wandelementen welche mit Normalbeton produziert werden und eine Dicke von 50-80 mm aufweisen, ist diese Reduktion ein enormer Unterschied bzw. auch Fortschritt in der Ausführung.

Um die dabei auftretenden Problemstellungen zu lösen, wurde eine neue Konstruktionsmethode entwickelt, deren prinzipielle Funktionsfähigkeit in zahlreichen Voruntersuchungen festgestellt werden konnte. Problematisch dabei war die glatte Oberfläche an den Innenseiten der UHPC-Wandscheiben, sowie die geringe Verankerungstiefe der Verbindungsmittel.

Im Zuge dieser Diplomarbeit wurden aufbauend auf diesen Voruntersuchungen drei Prototypen mit realistischen Bauteilabmessungen (1,50m x 2,50m) geplant und hergestellt. Nachdem die Prototypen betoniert waren, wurden sie mit Ortbeton verfüllt, um weitere Untersuchungen durchführen zu können. Während der Verfüllung wurden an der Hinterseite vier Drucksensoren angebracht um den Verlauf des Betonierdrucks zu messen. An der Vorderseite der Prototypen wurde ein photogrammetrisches Messsystem (Aramis) aufgestellt um die maximalen Verformung der UHPC-Wandscheiben zu messen.

In dieser Diplomarbeit wird zu Beginn kurz auf die Geschichte und die Entwicklung des UHPC eingegangen. Danach werden die Ergebnisse der Voruntersuchungen dargestellt und der Hauptteil dieser Arbeit besteht dann in der Herstellung und Prüfung der Prototypen. Zum Schluss wird noch auf die Zukunftsperspektive eingegangen.

Abstract

In recent years, some ground-breaking ideas and developments in concrete construction have opened new possibilities for design and construction. One of these developments is the so-called Ultra High Performance Concrete (UHPC). As a rule, concretes with a compressive strength above 150 N/mm² are designated. However, this compressive strength can be further enhanced with special post-treatment methods.

When used correctly, it is possible with UHPC to build very filigree and lightweight constructions, which are more reminiscent of steel structures than massive concrete structures. A new method for the construction of double wall systems made of ultra-high-performance concrete has been developed as a possible application area at the Vienna University of Technology at the Institute for Structural Constructions. Advantages of this type of concrete are, above all, the increased durability and the compressive strength, which are due to the high structural density. These features allow the two wall elements to be reduced to as much as 30 mm, which considerably reduces the dead weight during the construction phase, and the transport and assembly costs are also reduced. In contrast to wall elements which are produced with normal concrete and have a thickness of 50-80 mm, this reduction is an enormous difference and progress in construction.

A new design method has been developed in order to solve the problems that arise in this area. The principle of functionality has been established in numerous preliminary investigations. The problem was the smooth surface at the inner sides of the UHPC wall panels, as well as the low anchorage depth of the connecting means.

In the course of this diploma thesis, three prototypes with realistic component dimensions (1.50 mx 2.50 m) were planned and produced based on these preliminary investigations. After the prototypes were concreted, they were filled with in-situ concrete in order to carry out further investigations. During the filling, four pressure sensors were installed on the backside to measure the course of the concreting pressure. A photogrammetric measuring system (Aramis) was installed on the front of the prototypes to measure the maximum deformations of the UHPC wall panels.

In this thesis, the history and the development of the UHPC are briefly discussed. Afterwards, the results of the preliminary investigations are presented and the main part of this work is the production and testing of the prototypes. Finally the future perspectives are discussed.

Inhaltsverzeichnis

I. Allgemein	4
1. Einleitung	5
1.1. Problemstellung und Motivation	5
1.2. Zielsetzung	7
2. Stand der Technik zu dünnwandigen Betonbauteilen	8
2.1. Allgemein	8
2.2. Sandwichelement mit Deckschicht aus HPC	9
2.2.1. Durchgeführte Versuche	10
2.3. Hinterlüftetes Fassadensystem aus HPC	13
2.3.1. Durchgeführte Versuche	14
2.4. Textilbeton	17
2.4.1. Allgemein	17
2.4.2. Textilbetonfassaden	18
2.4.3. Wasserundurchlässige Betonkonstruktion	20
2.4.4. Flächentragwerk Info-Pavillion Melaten	21
2.5. Zusammenfassung	22
3. Entwicklung einer Doppelwand aus HPC/UHPC	23
3.1. Allgemeines	23
3.2. Voruntersuchungen zur Verbundtragfähigkeit	24
3.2.1. Problemstellung	24
3.2.2. Allgemeines	24
3.2.3. Ergebnisse und Fazit	26
3.2.4. 4-Punkt-Biegeversuch	28
3.3. Voruntersuchungen zum Ausziehwiiderstand von Verbindungsmitteln	30
3.3.1. Problemstellung	30
3.3.2. Allgemeines	31
3.3.3. Ergebnisse und Fazit	32
3.4. Zusammenfassung aus den Voruntersuchungen	33
3.5. Planung von Prototypen	34
3.5.1. Allgemeines	34
3.5.2. Bestimmung der Einwirkungen	36
3.5.2.1. Verheben der Doppelwand	36
3.5.2.2. Betonierdruck	36
3.5.3. Dimensionierung	37
3.5.3.1. Materialeigenschaften des UHPC	37
3.5.3.2. Schnittgrößenermittlung	38
3.5.3.3. Ausziehwiiderstand - Zugbeanspruchung	41

II. Bau eines Prototypen im Maßstab 1:1	44
4. Produktionsablauf	45
4.1. Grundsätzliche Überlegungen	45
4.2. Variantenbeschreibung	45
4.3. Darstellung der Produktion	47
4.3.1. Herstellung der Bewehrungskörbe	48
4.3.2. Bau der Schalung	48
4.3.3. Betonieren der ersten Wandplatten - UHPC	49
4.3.4. Nachbehandlung	50
4.3.5. Betonieren der zweiten Wandplatte - Normalbeton	51
III. Versuche	54
5. Versuchsdurchführung	55
5.1. Allgemeines	55
5.2. Messtechnik	55
5.2.1. System zur Messung des Betonierdrucks	55
5.2.2. System zum Messen von Deformationen	57
5.3. Instrumentalisierung mit Messtechnik	59
5.4. Verfüllen der Doppelwandelemente	60
6. Auswertung	62
6.1. Visuelle Beobachtung	62
6.2. Betondruckmessungen	63
6.2.1. Allgemeines	63
6.2.2. Prototyp 1	64
6.2.3. Prototyp 2	65
6.2.4. Prototyp 3	66
6.3. Photogrammetrische Messung	67
6.3.1. Allgemeines	67
6.4. Nachrechnung	69
6.5. Fazit aus den Versuchen	72
6.6. Diskussion	73
6.6.1. Schwindproblematik	73
6.6.2. Montage- und Verhebevorgang	74
IV. Schlussfolgerung	75
7. Zusammenfassung	76
7.1. Fazit	76
7.2. Zukunftsperspektive	77

Inhaltsverzeichnis

Abkürzungen

UHPC	... Ultrahochleistungsbeton (Ultra High Performance Concrete)
HPC	... Hochfester Beton (High Performance Concrete)
TRUHPC	... Textilbewehrter Ultrahochleistungsbeton
GFK	... Glasfaserverstärkter Kunststoff
XPS	... Extrudierter Polystyrol-Hartschaum
LVDT	... Digitaler Sensor zur Wegmessung (Linear Variable Differential Transformer)
1K	... Einkomponentenklebstoff
2K	... Zweikomponentenklebstoff (Harz und Härter)
AR	... Alkaliresistent, z.B. AR-Glasfasern
PVA	... Polyvinylalkohol, z.B. PVA-Fasern

Teil I.
Allgemein

1. Einleitung

1.1. Problemstellung und Motivation

Doppelwandelemente aus Beton sind im Hochbau nicht mehr weg zu denken, da sie auf der Baustelle als Schalung dienen und in einem Fertigteilwerk mit hoher Qualität vorgefertigt werden können. Im Brückenbau hingegen kommt bis jetzt nur die bekannte Ortbetonbauweise oder ein Bau aus Vollfertigteilen zum Einsatz. Mit Halffertigteilen wurde bis jetzt nur am Rande gearbeitet. Um solche Halffertigteile auch im Brückenbau vermehrt einsetzen zu können, wurde an der TU Wien ein Forschungsprojekt gestartet. Die Motivation beziehungsweise der Grundgedanke liegt darin, das Eigengewicht in der Bauphase durch Optimierung des Querschnittes auf ein Minimum zu reduzieren.

Weitere Vorteile welche die Halffertigteilbauweise im Brückenbau mit sich bringt, sind:

- Geringere Bauzeit durch Vorfertigung im Werk
- Monolithische Verbindung zwischen Wand und Decke
- Reduzierter Transport- und Montageaufwand
- Erhöhte Dauerhaftigkeit und Druckfestigkeit
- Reduzierter Rüstaufwand
- Geringere Abhängigkeit durch die Witterung
- Sehr gute Oberflächenqualität, somit keine Nachbehandlung (verputzen) notwendig

Im Zuge dieser Forschung wurden weitere Ideen für eine zusätzliche Querschnittsoptimierung in Form einer Gewichtsreduktion der eingesetzten Doppelwandsysteme geboren. Diese Reduktion soll durch Anwendung von Ultrahochleistungsbeton (UHPC) möglich werden. Die Vorteile solcher UHPC-Betone sind (a) die hohe Druckfestigkeit ($> 150 \text{ N/mm}^2$) sowie (b) die erhöhte Dauerhaftigkeit, welche auf die hohe Gefügedichte zurückzuführen sind. Im Gegensatz zu Doppelwänden aus Normalbeton, welche eine Würfeldruckfestigkeit bis zu 60 N/mm^2 (Betongüte C50/60) aufweisen, ist dies eine enorme Festigkeitssteigerung, vor allem weil die Druckfestigkeit durch spezielle Nachbehandlungen noch weiter gesteigert werden kann. Die hohe Dichte verbessert weiters die Beständigkeit gegen Karbonisierung und Chloridbelastung.

Durch den Einsatz von solchen Betonen kann bei richtiger Anwendung die Wanddicke von den herkömmlichen 50-70 mm auf bis zu 30 mm verringert werden. Dies bewirkt wiederum, dass sich die Transport- und Montagekosten weiter reduzieren.

Jedoch ergeben sich dabei drei wesentliche Problemstellungen bzw. Herausforderungen, die im Folgenden kurz erläutert werden:

1. Einleitung

Verbundfuge - Der UHPC weist in seiner gehärteten Form eine sehr glatte Oberfläche auf, wodurch sich die übertragbare Schubkraft in der Grenzfläche zwischen dem Ortbeton und den UHPC-Platten auf ein Minimum reduziert. Gründe für eine solch glatte Oberfläche sind die feinen Bestandteile des UHPC (Quarzsand Quarzmehl, Silikatstaub) und die eng abgestimmte Sieblinie. Hierzu wurden Versuche an der TU Wien durchgeführt und weiters auch eine Diplomarbeit von Dipl.Ing. Peter Mitterlehner mit dem Titel "*Untersuchungen zur Rauigkeit zwischen Doppelwandelementen aus UHPC und Füllbeton*" verfasst. Bei den Versuchen wurde eine kreuzweise Anordnung des Bewehrungsnetzes in der Verbundfuge getestet. Die Bewehrung ragt dabei in den Füllbeton (Abbildung 1.1) und stellt somit den Verbund der beiden Betonarten zu einem monolithischen Bauteil sicher, wodurch ein Großteil der auftretenden Kräfte über die Verzahnung der Bewehrungsstäbe abgetragen wird. Die Ergebnisse dieser Versuche werden in Punkt 3.2 erläutert [1].



Abbildung 1.1.: Versuchskörper für Scherversuche (li.) und Ausziehversuche (re.) [2]

Verbindung - Ein weiteres Problem liegt darin, die beiden vorgefertigten UHPC-Platten miteinander zu verbinden. Diese Verbindung wird üblicherweise durch Gitterträger mit einer ausreichenden Betondeckung sichergestellt. Bei derartig dünnen Platten ist es jedoch nicht möglich, die notwendige Verankerungstiefe zu erreichen. Um dennoch eine Verbindung herzustellen, werden Stäbe aus nicht korrosiven Materialien, wie z.B. Edelstahl, oder nichtmetallischen Werkstoffen, wie z.B. GFK, verwendet, die bis an die Außenseiten der vorgefertigten Platten reichen, um die notwendige Verankerungstiefe sicherzustellen (Abbildung 1.1). Eine ausreichende Verankerungstiefe ist vor allem wichtig für das Verfüllen der Doppelwandelemente, da der Frischbetondruck (Schalungsdruck), das maßgebende Belastungsszenario für die Verbindung darstellt. Auch zu diesem Thema wurden schon Versuche an der TU Wien durchgeführt und eine Diplomarbeit von Dipl.Ing. Markus Hangweyrer mit dem Titel "*Untersuchungen zum Ausziehwiestand von Verbindungsmitteln bei dünnen bewehrten UHPC-Platten*" verfasst. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen werden in Punkt 3.3 erläutert [2].

1. Einleitung

Herstellung - Bei der Herstellung solcher Doppelwandelemente aus UHPC kommt es neben den beiden oben erwähnten konstruktiven Problemen, noch zu fertigungstechnischen Herausforderungen. Es ist enorm wichtig, während der Fertigung entsprechende Toleranzen einzuhalten. Für die im Folgenden vorgestellte Doppelwand ist es z.B. wichtig, dass die Bewehrungsstäbe zur Hälfte aus der UHPC-Platte herausragen. Auf einen einfachen Herstellungsprozess unter Einhaltung aller Toleranzen ist dementsprechend größtes Augenmerk zu legen.

Auf Basis dieser Problemstellungen wurde ein Prototyp entwickelt, welcher in Abbildung 1.2 zu sehen ist.

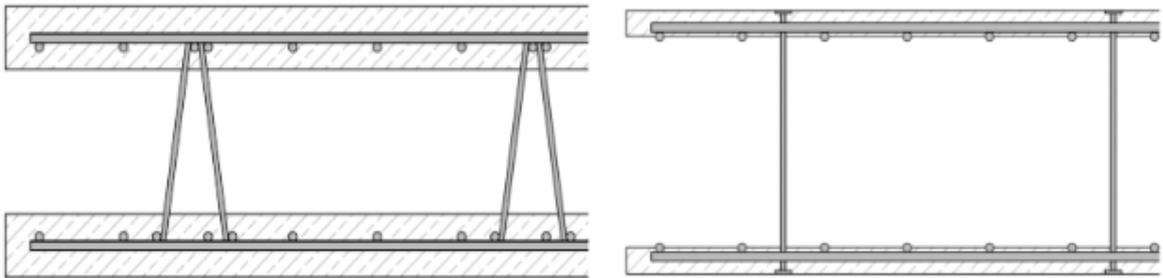


Abbildung 1.2.: Doppelwandelement aus Normalbeton (links), Doppelwandelement aus UHPC (rechts) [3]

1.2. Zielsetzung

Um Doppelwandelemente aus UHPC herstellen zu können, wurde eine neue Konstruktionsmethode entwickelt. Die bereits durchgeführten Versuche zeigen eindeutig die positiven Effekte der neuen Bauweise. Durch das kreuzweise angeordnete Bewehrungsnetz in der Verbundfuge ist es nun möglich, eine weitgehend starre Verbindung, zwischen den UHPC-Platten und dem Füllbeton zu erreichen. Somit kann eine monolithische Struktur gewährleistet werden.

Weiters kann die Verbindung der beiden vorgefertigten Platten durch Verwendung stabförmiger Verbindungsmittel gewährleistet werden [5].

Aufbauend auf diesen Ergebnissen, wurde im Zuge dieser Diplomarbeit die Planung und der Bau von drei Prototypen begleitet. Ziel dieser Arbeit ist es das Eigengewicht der Doppelwandensysteme, durch Reduktion der Wanddicke der UHPC-Platten auf 30 mm, auf ein Minimum zu reduzieren. Dies ist aufgrund der hervorragenden Dauerhaftigkeit und Festigkeit dieser Betone möglich. Durch diese Reduktion sinken auch die Transport- und Montagekosten, was einen enormen Fortschritt bedeuten würde.

Die Anforderungen an die Prototypen im Maßstab 1:1 sind:

- eine höhere Rauigkeit auf der Innenseite der Platte
- ein ausreichender Widerstand während des Einbringens des Füllbetons
- geringer Aufwand für die Verlegung der statisch erforderlichen Bewehrung

2. Stand der Technik zu dünnwandigen Betonbauteilen

2.1. Allgemein

Der klassische Stahlbeton ist durch sehr gedrungene Querschnitte geprägt. Dies liegt vor allem an den geringen Kosten des Werkstoffes, wodurch ein materialeffizientes Konstruieren bis dato wenig Priorität besaß. Mit neuen Technologien und einem erwachenden Umweltbewusstsein wird vermehrt auch im Betonbau schlank gebaut.

In den letzten Jahren hat sich im Bereich der Materialforschung und der Betontechnologie einiges getan, um solche schlanken Bauteile auch wirklich in der Praxis umsetzen zu können. Dem Beton wurden Zusatzstoffe beigemischt um die Druckfestigkeit zu erhöhen infolgedessen dann der Ultrahochleistungsbeton (UHPC) entstand. Es existieren bereits einzelne Bauwerke, vorwiegend Brücken, welche mit Ultrahochleistungsbeton gebaut wurden. Jedoch gibt es für diese Materialien noch keine einheitlichen Bemessungsregeln im Bezug auf das Tragverhalten, wodurch es wiederum sehr schwer ist diese Errungenschaften auszunutzen. Somit wurde bis jetzt meistens wieder auf gängige Bauweisen zurückgegriffen.

An der TU Kaiserslautern wurde zu diesem Thema eine Forschungsinitiative gestartet, mit dem Ziel vor Augen Sandwichpaneele mit einer 10 bis 20 mm starken Deckschicht aus Hochleistungsbeton (HPC) und einem Kern aus extrudiertem Polystyrol (XPS) zu bauen [28]. Weiters wurde ein hinterlüftetes Fassadensystem mit einer ca. 15 mm dünnen Deckschicht aus HPC und einer Tragschale aus Normalbeton, Wärmedämmung und GFK-Ankern erforscht [9].

Der Grundgedanke liegt darin, eine mögliche Alternative zu den herkömmlichen Systemen, welche massiv und schwer sind, zu entwickeln.

Weitere Vorteile von Sandwich- und hinterlüfteten Fassadenelementen mit filigraner Vorsatzschale sind:

- Material- und Gewichtsreduktion, sowohl für die Verbindungsmittel als auch für das gesamte Tragsystem
- Qualitätssteigerung, sowie Verkürzung der Bauzeit durch Vorfertigung im Werk
- Einsparung von Kosten
- Keine Metallrahmen
- Filigrane Betonfassaden sind platzsparend
- Korrosionsunempfindlichkeit der Verbindungsmittel bringt langlebigere Produkte
- Formgebung und Fugenbild werden erweitert
- Reduzierte Wärmebrücken (15 % geringerer Energieverlust)

2. Stand der Technik zu dünnwandigen Betonbauteilen

Doch nicht nur der HPC eröffnet neue Anwendungsgebiete im Betonbau, sondern auch der innovative Verbundwerkstoff textilbewehrter Beton (kurz: Textilbeton) bietet im Fassadenbau enorme Vorteile. Es können extrem schlanke Betonbauteile durch den Einsatz von nicht-korrodierenden, technischen Textilien aus alkaliresistentem Glas oder Carbon gebaut werden. Diese Textilien können in ungetränkter Form direkt als Bewehrung in Betonbauteile eingesetzt werden. Die notwendige Betondeckung kann somit erheblich reduziert werden, um trotzdem die Übertragung der Verbundkräfte zwischen Beton und Textilbewehrung zu garantieren. In Kombination mit speziellen Nachbehandlungen können hochwertige und anspruchsvolle Sichtbetonoberflächenelemente mit einer Fläche über 12m^2 und nur 30mm Plattendicke hergestellt werden. Mit der Entwicklung dieses Verbundwerkstoffes beschäftigten sich vor allem in den vergangenen Jahrzehnten die TU Dresden und die RWTH Aachen.

2.2. Sandwichelement mit Deckschicht aus HPC

Bei diesem Forschungsprojekt wurde vollständig auf mechanische Verbindungsmittel verzichtet und man versuchte die erforderliche schubsteife Verbindung ausschließlich über den Haftverbund des XPS-Kerns zu gewährleisten. Bei geschickter Anordnung der Materialien vereinen solche Sandwichelemente eine hohe Biegesteifigkeit, sowie sehr gute Dämmeigenschaften und ein gutes Tragverhalten, bei geringem Eigengewicht durch den schichtartigen Aufbau.

Ziel ist es solche Elemente weitergehend zum Beispiel als vorgehängte Wandelemente oder als tragende Dachelemente einzusetzen.

Die Betondeckschicht weist eine Dicke von 10 bis 20 mm auf und besteht aus Hochleistungsbeton (HPC). Die Dicke der Kernschicht liegt zwischen 120 und 140 mm und wird nur über die thermisch geprägte, rautenförmige Oberflächenstruktur der XPS-Dämmung mit der Deckschicht verbunden (Abbildung 2.1). Um solch eine Struktur zu erlangen, wurde die Oberfläche des XPS mittels thermischer Prägung durch eine heiße Walze aufgeraut. Für die Bewehrung der Deckschicht wurden drei verschiedenen Materialien untersucht [28]:

- Stahldrahtmatten (E-Modul: 205 000 N/mm²)
- Glasfasergewebe (E-Modul: 74 000 N/mm²)
- Carbonfasergelege (E-Modul: 240 000 N/mm²)

Dazu wurden ausführliche experimentelle und rechnerische Untersuchungen durchgeführt. Es wurden Biegeversuche, Scherversuche und rechnerische Parameterstudien mit Finite-Elemente-(FE)-Software durchgeführt. Die Dauerhaftigkeit des Verbundes zwischen der Deck- und Tragschicht wurde in Ermüdungsversuchen, Frost-Tau-Wechselversuchen und Dauerstandsversuchen untersucht.

2. Stand der Technik zu dünnwandigen Betonbauteilen

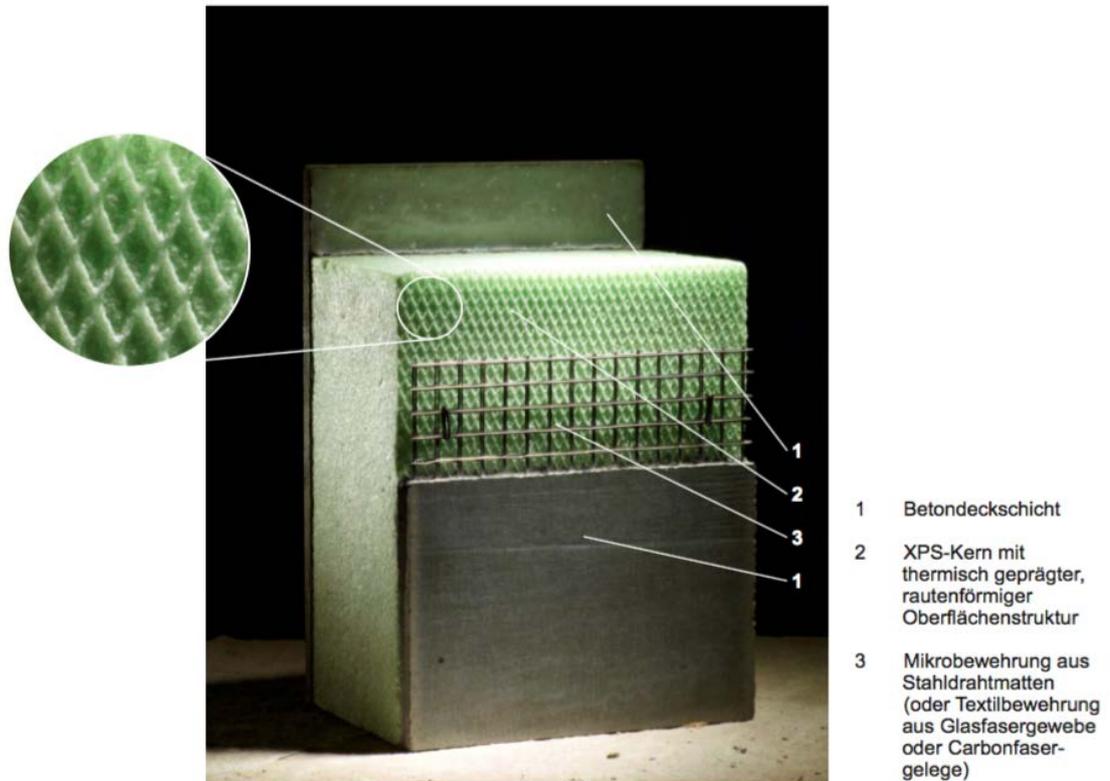


Abbildung 2.1.: Aufbau des Sandwichelement [28]

2.2.1. Durchgeführte Versuche

Scherversuche an Kleinprobekörpern - Durch Scherversuche an Probekörpern mit Betondeckschichten wurde die Scherfestigkeit der Verbundfuge zwischen den beiden Schichten ermittelt. Weiters wurden diese Probekörper einer Frost-Tau-Wechselbeanspruchung von rund 300 aufeinanderfolgenden Zyklen in einer temperaturkontrollierten Prüfruhe ausgesetzt und anschließend getestet. Die durchgeführte Versuchsreihe ist Abbildung 2.2 zu entnehmen.

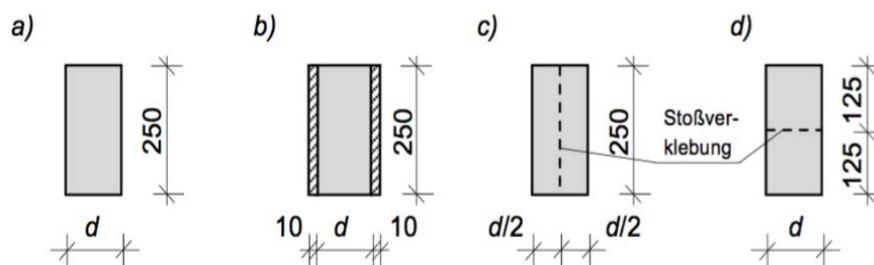


Abbildung 2.2.: Scherversuche a) ohne Betondeckschicht, b) mit Betondeckung, c) mit geklebten Längsstoß d) mit Frost-Tau-Wechselbeanspruchung [28]

2. Stand der Technik zu dünnwandigen Betonbauteilen

Biegeversuche an Sandwichstreifen - Die XPS-Platten wurden vor der Betonage mit Hilfe eines Glühdrahtschneidegerätes in Streifen von 200 mm Breite geschnitten. Die Betonage und Herstellung der Sandwichstreifen wurde mit zwei verschiedenen Methoden durchgeführt: Eindrücken des XPS-Kerns in den Beton und direktes Betonieren auf dem XPS-Kern.

Danach wurden 3-Punkt- und 4-Punkt- Biegeversuche an 1150 mm langen und 200 mm breiten Probestreifen durchgeführt (siehe Abbildung 2.3), um das generelle Tragverhalten zu untersuchen. Dabei wurde der Einfluss aus Herstellungsmethode, Bewehrungsart, Dichte des XPS, Stoßausbildung des XPS und Schichtdicken ermittelt.

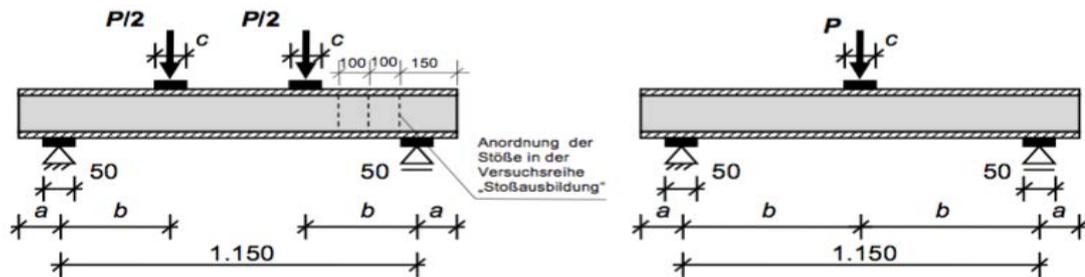


Abbildung 2.3.: 4-Punkt-Biegeversuch (links), 3-Punkt-Biegeversuch (rechts) [28]

Zug- und Biegeversuche am bewehrten Beton - In Zugversuchen und 4-Punkt-Biegeversuchen wurden die Materialeigenschaften als Eingangswerte für die FE-Berechnung ermittelt.

Ermüdungsversuche mit zyklischer Wechselbelastung - Es wurde an verschiedenen Scherspannungsniveaus, durch wechselnde positive und negative Momentenbeanspruchung, die Anzahl der Lastzyklen bis zum Versagen ermittelt.

Großbauteilversuche - 5000 mm lange und 600 mm breite Probekörper wurden einerseits als Einfeldträger mit vier Einzellasten, sowie als Zweifeldträger mit einer Flächenlast belastet.

Das typische Sandwichtragverhalten, wie bei Elementen mit metallischen Deckschichten, konnte auch bei diesen Untersuchungen wieder erkannt werden. Die Betondeckschichten werden durch die jeweiligen Deckschichtmomente, sowie durch die Normalkräfte aus den Sandwichmomenten beansprucht. Am Anfang sind sie ungerissen, was zu einem linear-elastischen Anstieg der Lastverformungskurve führt. Nachdem Risse entstanden sind, reduziert sich die Steifigkeit und die Kurve verläuft flach bis horizontal weiter.

Der XPS-Kern wird durch Schubkräfte beansprucht. Ersichtlich wird diese Schubbeanspruchung durch eine Veränderung der Zellstruktur des XPS (Plastizierung), das heißt durch Knicken und Beulen der Zellwände und Zellkanten. Dabei spielt die Dichte des XPS eine wichtige Rolle. Bei immer steigender Dichte nimmt die Zellgröße ab, was weiter zu einem größeren Schubmodul und einer größeren Scherfestigkeit führt.

In der Verbundfuge ist darauf zu achten, dass keine Luftblasen und somit Fehlstellen entstehen, da dies zur Unterbrechung des Schubflusses und dies wiederum zur Reduzierung der Tragfähigkeit führen kann. Auch die Bewehrungsart übt einen enormen Einfluss auf die Tragfähigkeit und die Biegesteifigkeit aus [1].

Die Versagensarten aus den Biegeversuchen sind in Abbildung 2.4 dargestellt.

2. Stand der Technik zu dünnwandigen Betonbauteilen

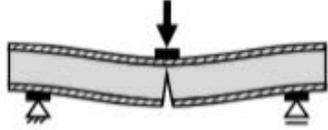
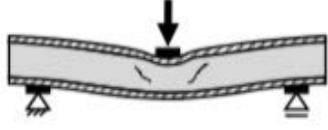
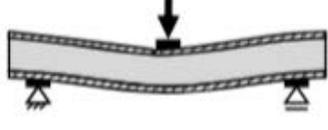
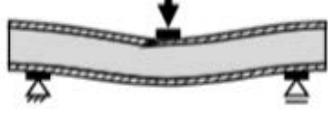
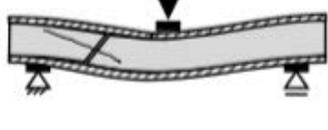
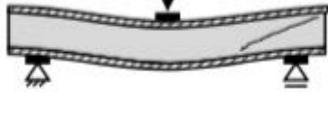
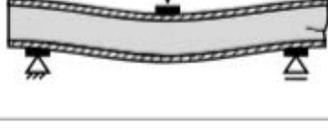
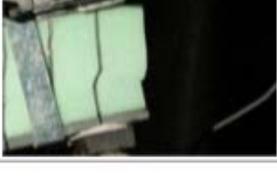
Art	Beschreibung	Schematische Darstellung	Beispielfoto
A	Zugversagen der unteren Bewehrung		
B	Druckversagen des Kerns an der Lasteinleitung		
C	Lokales Biegeversagen der oberen Deckschicht		
D	Lokales Querkraftversagen der oberen Deckschicht		
E	Querkraftversagen im Kern und Delamination des Kerns und den Deckschichten		
F	Schubversagen zwischen Kern und Deckschicht		
G	Druckversagen des Kerns an den Auflagern		

Abbildung 2.4.: Versagensarten aus den Versuchen [7]

2.3. Hinterlüftetes Fassadensystem aus HPC

Im Rahmen dieses Forschungsprojektes wurde die wissenschaftliche Grundlage für die Befestigung von dünnen, hinterlüfteten Fassadenplatten aus Hochleistungsbeton durch eine innovative Klebeverbindung geschaffen.

Ziele des Forschungsvorhabens:

- Optimierung des Ankerkopfes (eventuell Schaffung einer Gelenkwirkung)
- Untersuchung der thermischen und mechanischen Beanspruchung, sowie der Tragfähigkeit der Anker
- Klebtechnische Verbindung zwischen Fassadenplatte und GFK-Anker
- Alternativen zu den herkömmlichen Plattenformaten und Abständen der Befestigungsmitteln

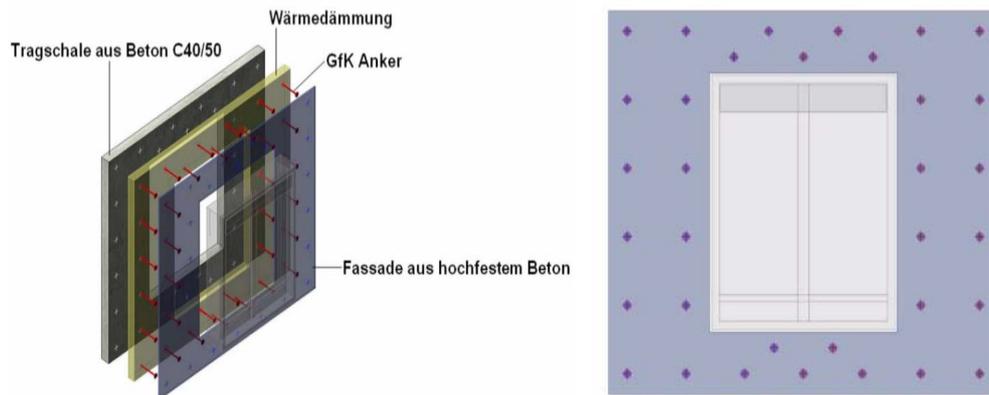


Abbildung 2.5.: Aufbau des Fassadensystemes (li.), Vorderseite des Fassadenfertigteils (re.) [8]

Der Aufbau des Fassadenelementes ist in Abbildung 2.5 ersichtlich. Die Innenschale dient als Tragschale und besteht aus einer 15 cm starken Betonplatte mit Wärmedämmung und GfK-Ankern - aufgrund der Minimierung des Wärmeverlusts wurden Glasfaserkunststoffstäbe (ComBAR¹) der Firma Schöck verwendet. Die Vorsatzschale mit einer Dicke von 15 mm, wird durch Stahlfasern bewehrt und übernimmt die Aufgabe des Wetterschutzes. Die Betonfassadenschicht (Vorsatzschale) wird auf die 16 cm langen Anker mit Ankerköpfen, Durchmesser 12 cm, geklebt. Somit ist die Verbindung zwischen Trag- und Vorsatzschale gegeben. Zug- und Druckbeanspruchungen können aufgrund der richtungsabhängigen Materialeigenschaften der Verbindungsmittel mit geringer Verformung abgetragen werden.

Das Fassadensystem ist ein im Werk hergestelltes Fertigteil, welches zur Baustelle transportiert und dort montiert wird. Es besteht aus vier Elementen und ist hinterlüftet (Abbildung 2.6).

¹Der ComBAR GfK-Stab ist ein Bauprodukt der Firma Schöck (ident mit Thermoanker). Er besteht aus Vinylsterharz mit einem Glasanteil von 70-80% und wird oft als Verbindungsmittel eingesetzt.

2. Stand der Technik zu dünnwandigen Betonbauteilen

Der Hinterlüftungsraum hat drei wichtige Aufgaben:

- Feuchteschutz für die dahinter liegende Schicht
- Ableitung von Luftfeuchtigkeit
- Verhinderung eines Wärmestaus

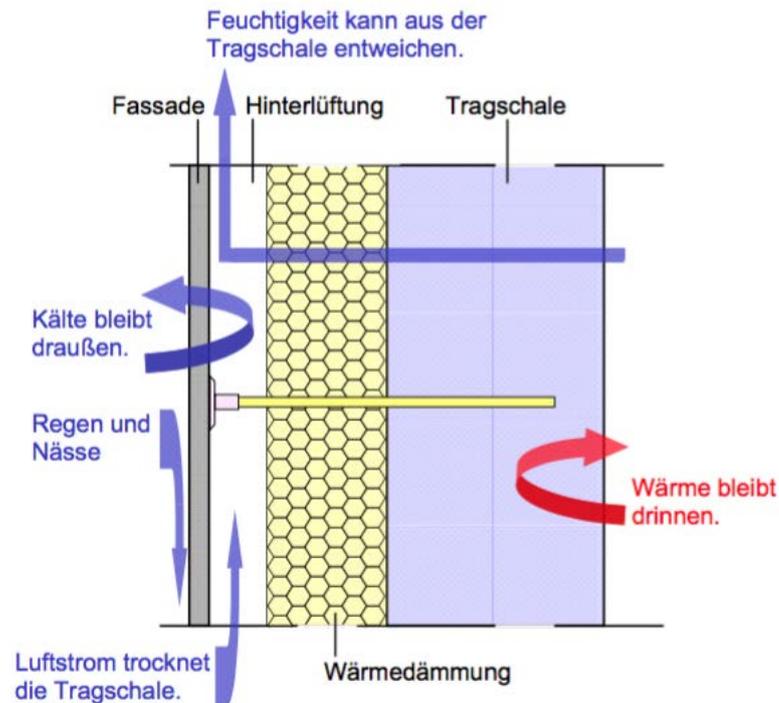


Abbildung 2.6.: Systemaufbau des hinterlüfteten Fassadensystemes [8]

2.3.1. Durchgeführte Versuche

Es wurde eine Reihe von Versuchen durchgeführt. Um die perfekte Verbindung zwischen den GFK-Haltern und der Vorsatzschale zu gewährleisten, wurden experimentelle Klebeuntersuchungen durchgeführt. Weiters wurden Pilottests zur wirklichkeitsnahen Simulation von Windlasten, Biegeversuche unter Dauerlast der GFK-Anker, Scherversuche, Durchstanzversuche, Zugversuche und Versuche zu einem Anker mit Gelenk durchgeführt [8].

Das den Versuchen zugrunde gelegte Standard-Fassadenelement ist für maximal 10 m Breite und 3,5 m Höhe der Tragschale berechnet worden. Weiters wurde das System ohne Fenster und Durchbrüche untersucht, hierfür wäre eine zusätzliche Betrachtung notwendig. Die Vorsatzschale wurde mit einer Breite von 2,7 m und einer Höhe von 3,5 m vorgesehen. Zwischen den einzelnen Fassadenplatten soll eine Fuge größer als 10 mm sein. Als Ankerabstand wurde ein 500 x 500 mm Raster gewählt.

2. Stand der Technik zu dünnwandigen Betonbauteilen

Klebeuntersuchungen - Als erstes wurden fünf verschiedene, kommerzielle, in Frage kommende Klebstoffe ausgewählt, welche die unterschiedlichsten Anwendungsbereiche im Bauwesen abdecken. Es wurde ein hohes Augenmerk darauf gelegt, ob die Klebstoffe in der Lage sind, die Anforderungen bezüglich des Alterungs- und Verarbeitungsverhaltens sowie die Beständigkeit gegen Wärme, Wechselklima, Feuchtigkeit und UV-Belastung zu erfüllen. Man entschied sich für ein 1K-Polyurethanklebstoffsystem und für 2K-Epoxid-, Polyurethan- und Acrylatklebstoffe. In den nächsten Schritten wurde das Haftungsvermögen auf den an der Lastübertragung beteiligten Oberflächen geprüft:

- Klebeignung der Oberfläche von stahlfaserverstärkten Fassadenplatten
- Klebeignung der Oberfläche von glasfaserverstärkten Fassadenplatten

Bei den Versuchen erzielte der Klebstoff *AnchorFix-3+* die beste Haftzugfestigkeit in Kombination mit einem Primer².

Weiters wurde bei den Untersuchungen ersichtlich, dass sich auf HPC mit Stahlfasern die beste Verbundfestigkeit erreichen lässt. Dies jedoch nur wenn die Oberfläche ausreichend vorbehandelt wurde. Hier kam man zum Entschluss, dass eine mechanische Oberflächenvorbehandlung durch Einsatz der Saugstrahltechnologie in Kombination mit einem Primer und Atomsphärendruckplasmavorbehandlung der GFK-Anker die besten Ergebnisse lieferte.

Pilottest zur wirklichkeitsnahen Simulation von Windlasten - Bei diesem Versuch wurden die Windlasten durch Luftdruck simuliert, welche als Flächenlasten aufgebracht wurden. Das unterscheidet sie von den normalen Windlastversuchen, wo die Windlasten als lineare Lasten aufgebracht werden. Der Vorteil dieser Verteilung ist, dass man dadurch realitätsnahe Ergebnisse erzielen kann. Es wurden Über- und Unterdruckversuche durchgeführt.

Biegeversuche unter Dauerlast der GFK-Anker - Bei diesem Versuch wurde das Langzeitbiegeverhalten des GFK-Ankers untersucht. Das Fassadengewicht je Anker wurde mit einem angehängten Gewicht von rund 100 N simuliert. Um die Fassadenplatten im Gleichgewicht zu halten, wurde ein Abstand von 170 mm von der Tragschale angenommen.

Scherversuche - Zwischen dem geklebten GFK-Kopfteller und der 15 mm dicken Betonplatte wurden direkte Scherversuche durchgeführt. Mit einem konstanten Gewicht wurden die Platten drei Tage lang belastet und danach wurden sie zusätzlich mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 0,5 mm/min gezogen. In den Versuchen ergab sich eine 11 -15 mm große Exzentrizität, welche aber kein großes Problem darstellt, da es auch in der Realität, aufgrund der Kugel im GFK-Anker mit Gelenk eine Exzentrizität gibt.

Die Ergebnisse dieser Scherversuche zeigen, dass es keinen großen Unterschied zwischen den Schertragfähigkeiten der unterschiedlichen Klebstoffe gibt. Die Klebstoffdicke liegt zwischen 1 und 5 mm.

Durchstanzversuche - Aufgrund der konzentrierten Lasteinleitung in die Wandplatte ist bei Winddruckbeanspruchung ein Durchstanzversagen nicht auszuschließen. Durchgeführte Versuche diesbezüglich konnten diese Problematik aber entkräften, da die 15 mm dicken hochfesten Betonplatten infolge des Biegemoments, an den Auflagern (Innendurchmessern 130 und 160 mm) gebrochen sind.

²Als Primer wird ein Haftvermittler zum Herstellen von Verbindungen zwischen unmischtbaren Stoffen bezeichnet.

2. Stand der Technik zu dünnwandigen Betonbauteilen

Zugversuche - Zwischen dem geklebten GFK Kopfteller und der 15 mm dicken Platte wurden Zugversuche durchgeführt. Es wurden sechs Versuchskörper geprüft, bei drei davon wurde der Zugversuch nach dem Lastwechsel durchgeführt. Der Lastwechsel für die Simulation der dynamischen Windlast wurde durch 0,1-1 kN (Min./Max. kN) mit 100.000 Zyklen angenommen. Der Unterschied zwischen den Maximalkräften bei den Versuchen ohne Lastwechsel und bei den Versuchen nach den Lastwechseln kann als vernachlässigbar klein angesehen werden. Die Tragfähigkeit des Klebers hat sich so bewährt, dass dieser auch in realen Projekten zum Einsatz kommen kann.

Anker mit Gelenk - Es wurden zwei Modelle an der TU Kaiserslautern entwickelt:

- Gelenkmuster: Das Gelenk wurde anhand von Zug- und dynamischen Versuchen geprüft. Aufgrund des hohen Preises der Edelstahlkugel ist es jedoch nicht wirtschaftlich einsetzbar.
- Anker mit GFK Gelenk: Durch den Einbau eines Kopfgelenkes in die GFK-Anker sollen Biegemomente in den Ankern vermieden werden.

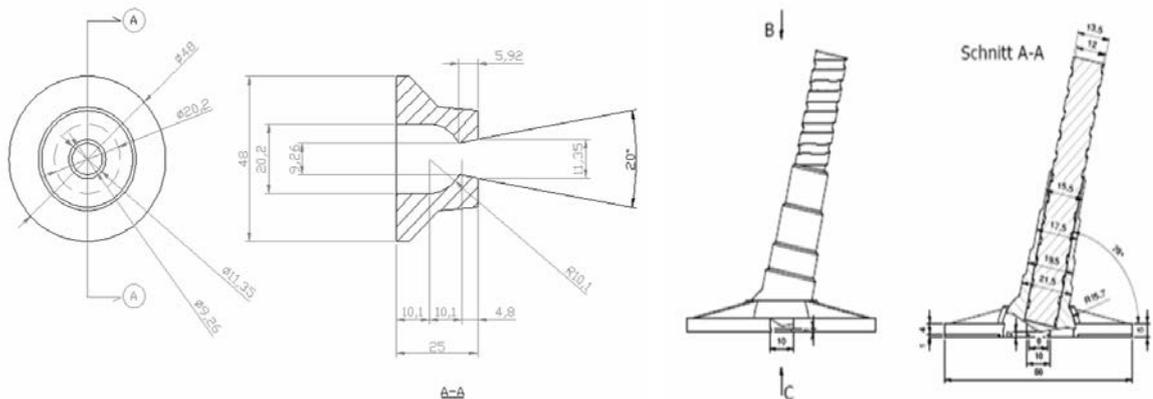


Abbildung 2.7.: Gelenkmuster (li.) [8] und Anker mit GFK Gelenk (re.) [8]

2.4. Textilbeton

2.4.1. Allgemein

Textilbeton besteht ähnlich wie der Stahlbeton aus zwei Komponenten, dem Beton und der Bewehrung (siehe Abbildung 2.8). Der Unterschied ist, dass beim Textilbeton technische Textilien (Gewebe und Gelege), aus z.B. alkaliresistenten Glasfasern oder Carbonfasern verwendet werden. Durch die Verwendung dieser Materialien ist es möglich, extrem schlanke und leichte Bauteile, sowie architektonisch hochwertige Formen, herzustellen. Ein großer Vorteil gegenüber dem herkömmlichen Bewehrungsstahl ist die bessere Korrosionsbeständigkeit der Textilien - diese rosten nicht und brauchen daher auch keine große Betonüberdeckung, wodurch es möglich ist Bauteile mit einer Dicke von 10 - 20 mm herzustellen. Weiters kann man durch die flexible Bewehrung freie Formen und Geometrien umsetzen [21].

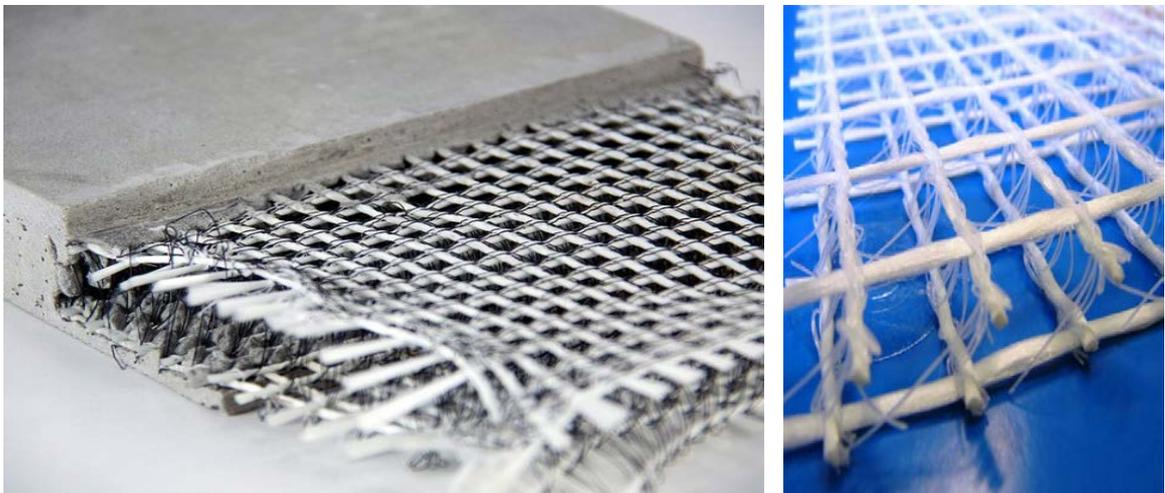


Abbildung 2.8.: Textilbetonstruktur [22]

Beim Textilbeton werden sehr fließfähige Feinbetone mit einem Größtkorn von 5 mm verwendet, um einen guten Verbund zwischen der umhüllenden Betonmatrix und der textilen Bewehrung gewährleisten zu können.

Im Rahmen des Sonderforschungsbereiches “Textilbewehrter Beton” wurden an der RWTH Aachen zahlreiche Aspekte von den wissenschaftlichen Grundlagen bis hin zu der Anwendung und Gestaltung von Textilbeton erforscht [21].

Anwendungen findet der Verbundwerkstoff derzeit z.B. bei:

- Tragsystemen (z.B. Flächige Systeme, Stabwerke eben, ...)
- Hüllsystemen (z.B. Hinterlüftete Fassade, Sandwichsysteme, ...)
- Gebrauchsgütern (z.B. Möbel, Schalungssysteme, ...)

2. Stand der Technik zu dünnwandigen Betonbauteilen

Die Zugbeanspruchung wird dabei von korrosionsunempfindlichen Textilien aufgenommen, die Druckkräfte übernimmt der preiswerte Beton. Weitere Vorteile welche die verwendete Kombination von Feinbeton und Textilien mit sich bringt sind:

- dichte Struktur
- chemische Widerstandsfähigkeit
- hohe Wasserundurchlässigkeit
- hohe Druck- und Zugfestigkeit
- große Verformungskapazität

2.4.2. Textilbetonfassaden

Fassadenplatten aus Stahlbeton haben aufgrund des gestalterisch wenig sensiblen Einsatzes und der immer wieder auftretenden Betonabplatzungen, aufgrund von korrodierenden Betonstählen die Attraktivität schon vor längerer Zeit verloren. Mit dem in den letzten Jahren entwickelten, neuartigen Verbundwerkstoff "Textilbeton" sind diese Problem jedoch beinahe vom Tisch gefegt. Da korrosionsunanfällige Bewehrung verwendet wird, kann die Betondeckung auf ein Minimum reduziert werden. Lediglich ein paar Millimeter sind notwendig, damit die Übertragung der Verbundkräfte zwischen der Textilbewehrung und dem Beton sichergestellt werden kann. Auch das geringe Gewicht und die hohe Schlankheit sind von großem Vorteil. Ein weiterer Vorteil ist die hochwertige Oberfläche des Textilbetons, welcher aufgrund des Größtkorndurchmesser von unter 5 mm ermöglicht wird [18].



Abbildung 2.9.: Ansicht der Südfassade (li.) und Ansicht der einzelnen Fassadenplatten (re.) [18]

Es werden heutzutage auch schon kleine Textilbetonplatten, mit Flächen kleiner als 1 m^2 , eingebaut. Doch aufgrund der sehr kleinen Fläche ist eine Vielzahl von Befestigungsmitteln und Arbeitsschritten notwendig. Also wurde an der RWTH Aachen ein Forschungsprojekt gestartet, welches

2. Stand der Technik zu dünnwandigen Betonbauteilen

das Ziel hatte, eine großformatige Textilbetonplatte, mit einer Fläche von 12 m^2 , zu konstruieren. Durch diese Vergrößerung sinkt die Anzahl der Befestigungsmittel und auch der Arbeitsaufwand wird minimiert. Weiters wurde eine Epoxyharzbeschichtung auf die Textilien aufgetragen, welche die Textilien formstabiler und formbarer macht und Spannungen bis zu 1400 N/mm^2 zulässt. Für dieses Forschungsprojekt wurde auch ein Pilotprojekt verwirklicht. Es wurde eine Versuchshalle mit einer Fassadenfläche von 400 m^2 aus Textilbeton konzipiert (siehe Abbildung 2.9). Die Platten weisen Abmessungen von $2,51\text{m} \times 4,88\text{m}$ ($A=12,20\text{m}^2$) und eine Plattendicke von 30 mm (+ 5 mm Strukturierung) auf. Damit diese großen Fassadenplatten aufgehängt werden können, wurden an der Rückseite der Platten vertikale Betonstege zur Aussteifung angebracht. In Abbildung 2.10 kann man einen Horizontalschnitt durch die Textilbetonfassade und die Rückseite eines Fassadenelements sehen. Es handelt sich um ein hinterlüftetes Fassadensystem.

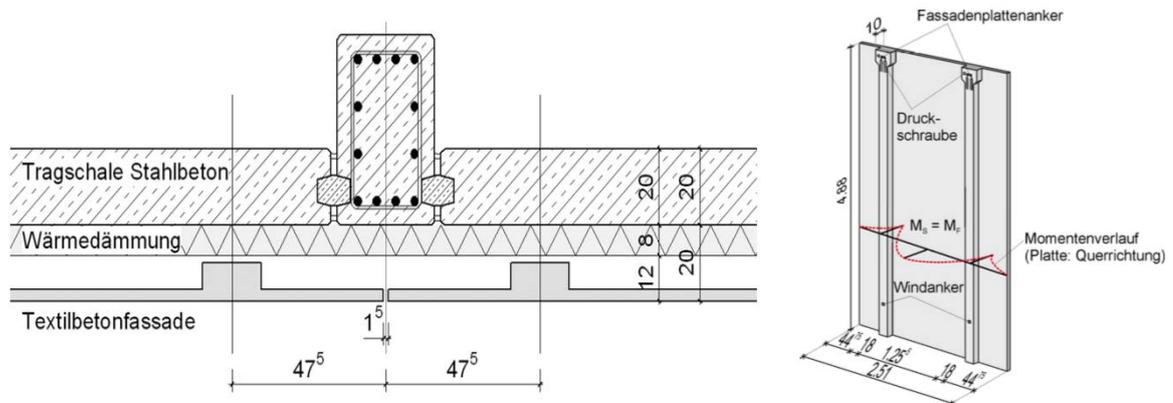


Abbildung 2.10.: Horizontalschnitt Fassade - Tragwerk (li.) und Rückansicht eines Fassadenelements (re.) [18]

Die Fassadenelemente wurden so konzipiert, dass unter Gebrauchslasten keine Risse entstehen. Wie schon erwähnt wurden an der Rückseite vertikale Betonstege zur Aussteifung angebracht. Deren Lage wurde so festgelegt, dass die in Plattenquerrichtung entstehenden Stützmomente gleich den Feldmomenten sind. Somit konnte eine mittig angeordnete Textilbewehrung über die ganze Fläche eingebaut werden. Für die Stege wurde eine GFK-Bewehrung (Schöck ComBAR, $2\text{Ø}8 \text{ mm}$) verwendet.

2.4.3. Wasserundurchlässige Betonkonstruktion

Textilbeton kann auch als nachträgliches Abdichtungssystem eingesetzt werden. So kann zum Beispiel bei bestehenden Gebäuden, welche nicht für den Belastungsfall “drückendes Wasser” ausgelegt sind, mit Hilfe eines tragfähigen, nachträglichen Abdichtungssystems aus Textilbeton gegen dieses Problem vorgegangen werden. Durch den Einsatz von Textilbeton ist es möglich ein System mit einer Bauteilstärke < 30 mm herzustellen.

Bei den konventionellen Abdichtungsmethoden werden meist nicht die zusätzlichen, statischen Belastungen und der deutliche Verlust der Nutzfläche betrachtet, sondern es steht nur der Aspekt der nachträglichen Abdichtung im Vordergrund. Ein nachträgliches Weißes-Wannen-Abdichtungssystem weist z.B. eine Wandstärke von bis zu 200 mm auf, was im Gegensatz zu den 30 mm, welche mit einem Abdichtungssystem aus Textilbeton möglich ist, enorm ist. Das Prinzip der nachträglichen Abdichtung ist in Abbildung 2.11 ersichtlich [32].

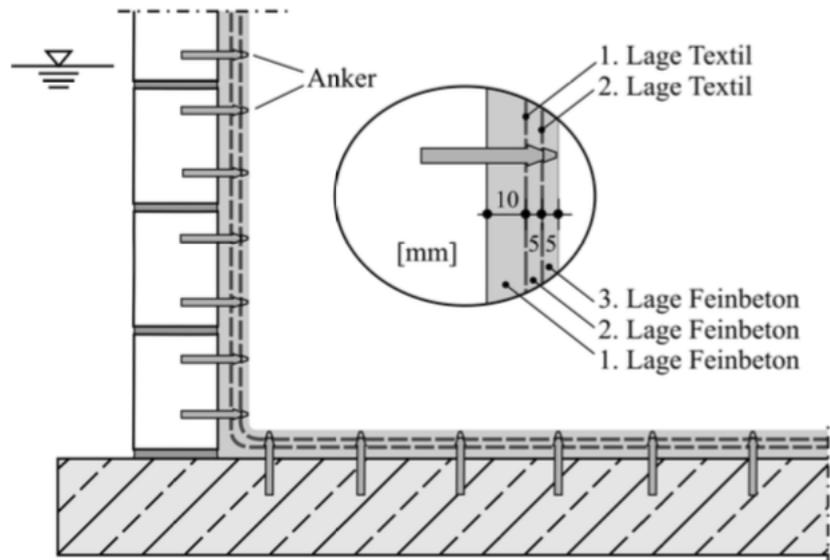


Abbildung 2.11.: Prinzip der nachträglichen Abdichtung aus Textilbeton [32]

Zum Thema “Nachträgliche Abdichtung von Wohngebäuden gegen drückendes Grundwasser unter Verwendung von textilbewehrtem Beton” wurden im Rahmen eines BBR-Forschungsvorhabens zwei unterschiedliche Betonmischungen (Kurzfasern aus AR-Glas bzw. aus PVA) untersucht.

Man kam dabei auf das Ergebnis, dass eine Kombination aus textiler Bewehrung und AR-Glasfasern zu einer deutlichen Verbesserung der Rissverteilung führt. Die Zugabe von Kurzfasern ist dabei sehr wichtig, da im Gebrauchszustand von einer ungerissenen Oberfläche ausgegangen wird.

2.4.4. Flächentragwerk Info-Pavillon Melaten

Seit vielen Jahren wurde an der RWTH Aachen an der neuen Technologie Textilbeton geforscht, welche das Bauen von noch schlankeren, noch filigraneren und noch effizienteren Bauwerken möglich macht. Im Juli 2011 wurde dann zum Abschluss des Sonderforschungsbereiches zum Thema Textilbeton ein eingeschossiges Pavillon geplant. An der Planung dieses Projektes waren zehn Institute beteiligt, federführend dabei waren das Institut für Massivbau, der Lehrstuhl Baukonstruktion und das Institut für Stahl- und Leichtmetallbau. Durch den Bau dieses Pavillon wollte man die Leistungsfähigkeit und die praktische Anwendung des neuen Materials ausloten und damit einen neuen Ausgangspunkt für weitere Bauten schaffen. Weiters wollte man damit eine effiziente, wirtschaftliche und ästhetische Form entwickeln.

Der Pavillon besitzt einen quadratischen Grundriss von 14m x 14m und eine Höhe von 4m. Vier quadratische, miteinander gekoppelte "Textilbeton-Schirme" (Schalen) mit jeweils 7m x 7m Länge bilden die Tragstruktur des Pavillon. Die Schirme weisen dabei nur eine Dicke von 6 cm auf. In diesen 6 cm mussten 12 Lagen Carbondetextil mit einem Abstand von 4,6 mm zueinander eingebaut werden, somit musste bei der Herstellung dieser Schalen absolute Genauigkeit eingehalten werden. Nachdem der Beton ausgehärtet war, wurde die "Textilbeton-Schirme" mit Hilfe eines Krans auf die fertigen Stahlbetonstützen aufgesetzt. Der Rohbau war innerhalb eines halben Jahres fertiggestellt. Anschließend wurde die Glasfassade an den Dachkanten mit schmalen Anschlussprofilen befestigt [33].

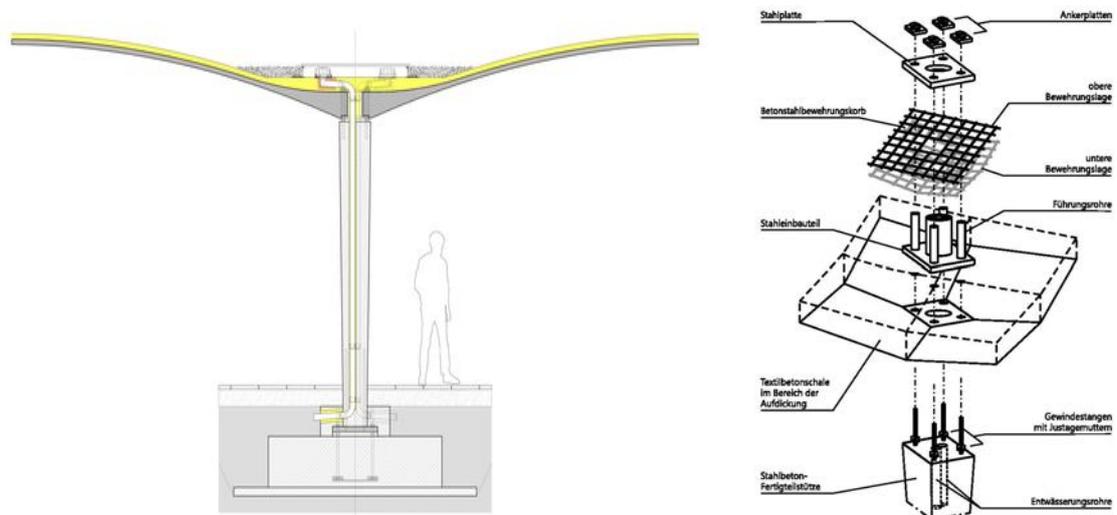


Abbildung 2.12.: Textilbeton-Schirme [34]

Während des Baus dieses Pavillon konnten die Wissenschaftler die neu entwickelte Methode testen und neue Erfahrungen sammeln. Überzeugend waren die Vorteile, dass:

- rund 80 % weniger Beton benötigt wurde, was wiederum die Herstellungs- und Transportenergie reduziert, dass
- das Transportieren und Verlegen der Fertigteile einfacher wird, weil die Bauteile leichter sind und
- dass man einen Gewinn an Nutzfläche hat.

2.5. Zusammenfassung

Aufgrund der durchgeführten experimentellen und rechnerischen Untersuchungen wurde gezeigt, dass Sandwichelemente mit Deckschichten aus HPC auch ohne mechanische Verbindungsmittel einsetzbar sind. Der Haftverbund der XPS-Oberfläche ist in der Lage die auftretenden Zug- und Schubkräfte zu übertragen. Durch die Dauerstandversuche, sowie die großmaßstäblichen Elementversuche wurde gezeigt, dass solche Systeme bei Einsatz als Wand- oder Dachelement den in Wirklichkeit auftretenden Beanspruchungen standhalten. Für den Einsatz von Sandwichelementen in der Praxis sind künftig die Möglichkeiten für die Befestigung der Elemente und der Einfluss auf die Tragfähigkeit zu untersuchen. Weiters ist in Erwägung zu ziehen, anstatt des extrudierten Polystyrol Mineralwolle zu verwenden. Diese Art der Wärmedämmung als Kernmaterial würde sich sehr vorteilhaft auf das Brandverhalten auswirken.

Durch die durchgeführten mechanischen Versuche bei den hinterlüfteten, geklebten Fassadensystemen aus HPC konnte die Standsicherheit des Fassadensystemes bei entsprechender Dimensionierung der Klebeflächen gewährleistet werden. Dabei wird die Tragschale und die Wärmedämmung gemeinsam mit den Klebeankern ($d=12\text{mm}$) aus glasfaserverstärkten Kunststoffen zusammen hergestellt und anschließend durch Wendetechnik im Werk rückseitig auf die Fassadenplatten geklebt. Hier kam man auf die Lösung, dass eine mechanische Entschichtung der Betonoberfläche durch die Saugstrahltechnologie und weitere Anwendung eines Primers die besten Ergebnisse erzielte. Eine Atomspährendruckplasmavorbehandlung der GFK-Anker ist auch notwendig. Als bester Klebstoff ging der "Sika AnchorFix-3+" aus den experimentellen Klebeversuchen heraus, wobei Schwankungen der Klebefugendicke von 1 mm bis 5 mm ohne Probleme toleriert werden können. Als Ankeraster erwies sich ein 500 x 500 mm Raster am sinnvollsten. Weiters zeigten die Versuche, dass Filigranplatten mit einer Größe von 2,7 x 3,5 m realisiert werden können, wenn die Klebeanker einen Gelenkkopf bekommen, da dieser die Verformungsbehinderungen der Fassadenplatte reduziert. Jedoch sind vor einem baupraktischen Einsatz weitere anwendungsspezifische Langzeitversuche zum Dauerhaftigkeitsnachweis erforderlich.

Zur Bemessung und zum Nachweis der Textilbetonfassadenplatten wurde im Rahmen einer ZiE (Zustimmung im Einzelfall) ein umfangreiches Versuchsprogramm durchgeführt. Eine Zustimmung im Einzelfall war deswegen notwendig, weil noch keine Norm für die Bemessung von Textilbetonen existiert. Es konnte die Tragfähigkeit der 12,2 m² großen Fassadenplatten nachgewiesen werden. Mit der Entwicklung solcher großformatigen Platten aus Textilbeton steht nun ein System zur Verfügung, welches Befestigungselemente sowie Montagezeit minimiert und somit wirtschaftliche Vorteile mit sich bringt.

Prinzipiell ist der Bau von dünnwandigen Bauteilen möglich. Es gibt nach dem aktuellen Stand der Technik verschiedene innovative Möglichkeiten solche filigranen Bauteile herzustellen, wie schon in den Kapiteln 2.2, 2.3 und 2.4 beschrieben. Jedoch ist in fast allen Fällen eine Zustimmung im Einzelfall (ZiE) notwendig, weil es für diese neuen Technologien noch keine anerkannten Regeln gibt, wodurch es wiederum sehr schwer ist diese Errungenschaften auszunutzen. Somit wurde bis jetzt meistens wieder auf gängigen Bauweisen zurückgeriffen. Doch dadurch sich immer mehr Firmen mit diesen neuen Baustoffen bzw. Technologien und Möglichkeiten auseinandersetzen, ist es bald möglich, dass es weitere Zulassungen für diese neuen Materialien geben wird, was den Einsatz dieser enorm erleichtern würde.

3. Entwicklung einer Doppelwand aus HPC/UHPC

3.1. Allgemeines

Ursprünglich stammt der Gedanke dünnwandige Doppelwandelemente aus Ultrahochleistungsbeton (UHPC) zu entwickeln und einzusetzen aus dem Brückenbau. Dort sind jedoch bis jetzt nur die bekannte Ortbetonbauweise oder ein Bau aus Vollfertigteilen zum Einsatz gekommen. Mit Halfertigteilen wurde bis jetzt noch nicht gearbeitet. Der Einsatz solcher Halfertigteile würde jedoch einige Vorteile mit sich bringen: (a) reduzierter Rüstaufwand, da sie auf der Baustelle als Schalung dienen würden, (b) geringere Bauzeit durch Vorfertigung mit hoher Qualität im Fertigteilwerk, (c) reduzierter Transport- und Montageaufwand, (d) monolithische Verbindung zwischen Wand und Decke, (e) sehr gute Oberflächenqualität und (f) erhöhte Dauerhaftigkeit und Druckfestigkeit.

Um solche Halfertigteile auch in der Realität einsetzen zu können, wurde an der TU Wien ein Forschungsprojekt gestartet. Der Grundgedanke hinter diesen ganzen Vorteilen liegt darin, das Eigengewicht in der Bauphase durch Optimierung des Querschnittes auf ein Minimum zu reduzieren. Dabei kommt der Ultrahochleistungsbeton zum Einsatz. Dafür wurden dem Normalbeton Zusatzstoffe beigemischt um die Druckfestigkeit zu erhöhen. Es wurden bereits einzelne Bauwerke aus UHPC gebaut, jedoch gibt es für diese Materialien noch keine einheitlichen Bemessungsregeln im Bezug auf das Tragverhalten.

An der TU Wien wurden jedoch bereits experimentelle Voruntersuchungen in Form von Scherversuchen, 4-Punkt-Biegeversuchen und Ausziehversuchen durchgeführt (siehe Abbildung 3.1), welche in den nachfolgenden Kapiteln beschrieben werden.

Durch die Verwendung von UHPC und die damit verbundene Reduktion der Plattendicke ergeben sich jedoch drei wesentliche Problemstellungen:

- Verbundfuge zwischen Alt- und Neubeton
- Verbindungstechnologie
- Herstellungsablauf und Toleranzen

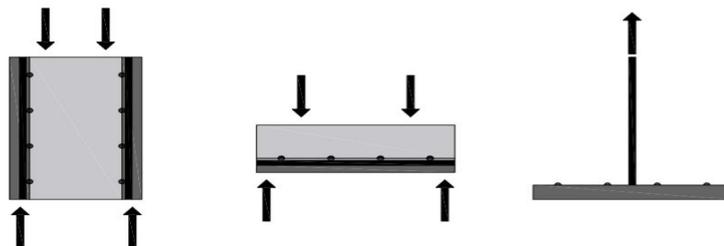


Abbildung 3.1.: Scherversuche (li.), 4-Punkt-Biegeversuche (mi.) und Ausziehversuche (re.)

3.2. Voruntersuchungen zur Verbundtragfähigkeit

3.2.1. Problemstellung

Bei der konventionellen Doppelwand entsteht eine Verbundfuge zwischen der Wandplatte aus Altbeton und dem Füllbeton aus Neubeton. Im Normalfall ist diese Verbundfuge jedoch aufgrund des Größtkorngehaltes ausreichend rau. Bei den in dieser Arbeit beschriebenen Doppelwänden aus UHPC weist die Innenseite der 30 mm dicken UHPC-Wandplatte, welche als Verbundfuge zwischen den Wandplatten und dem Füllbeton fungiert, aufgrund der feinen Bestandteile des UHPC eine sehr glatte Oberfläche auf. Es ist jedoch in diesem Fall aufgrund des Herstellungsprozesses (Serienfertigung im Fertigteilwerk) nicht möglich die Innenseite durch geeignete Vorarbeiten aufzurauen. Durch die dadurch fehlende Rauigkeit kommt es zu keinem ausreichenden Verbund zwischen der UHPC-Wandplatte und dem Füllbeton und man hat keine monolithische Verbindung [1].

Der entwickelte Lösungsansatz für diese Problemstellung ist die Anordnung eines kreuzweisen Bewehrungsnetzes, welches in den Füllbeton hineinragt (siehe Abbildung 1.2(re.)) und somit die gewünschte Rauigkeit bietet. Dadurch ist auch eine monolithische Verbindung zwischen der UHPC-Platte und dem Füllbeton gegeben. Der größte Teil der Kräfte soll über die Verzahnung des kreuzweisen Bewehrungsnetzes abgetragen werden. Ein fachwerkartiges Lastableitungsmodell stellt sich ein, in welchem aus den Druckkraftkomponenten Zugkraftkomponenten resultieren und normal auf die Fugenflächen wirken. Diese Zugkraft muss wieder über die Verbindungsmittel rückverankert werden.

3.2.2. Allgemeines

Versuche zur Verbundtragfähigkeit wurden im März 2015 durchgeführt und die Ergebnisse in einer Diplomarbeit von Dipl.-Ing. Peter Mitterlehner mit dem Titel "*Untersuchungen zur Rauigkeit zwischen Doppelwandelementen aus UHPC und Füllbeton*" [1] erfasst.

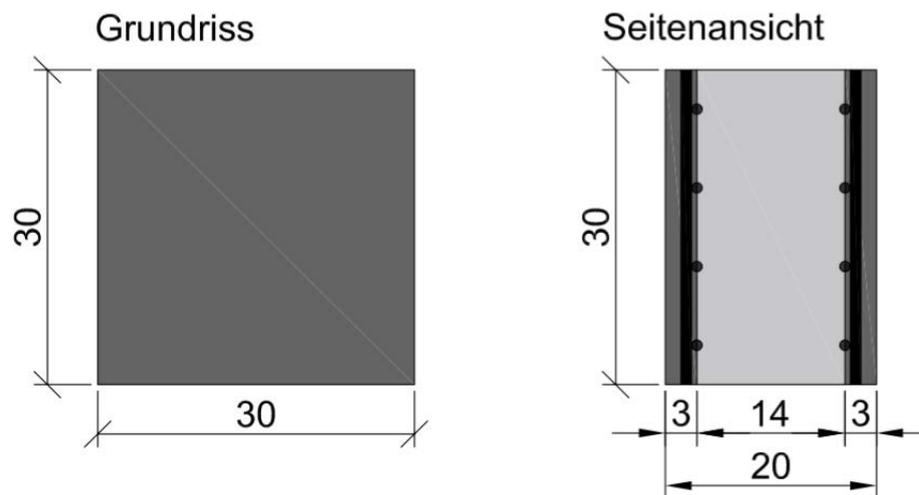


Abbildung 3.2.: Abmessungen Versuchskörper

3. Entwicklung einer Doppelwand aus HPC/UHPC

Mechanismen der Schubübertragung zwischen zwei Betonschichten treten auf, wenn neue Schichten auf ältere aufgesetzt werden - zum Beispiel die Ergänzung von Fertigteilen mit Ortbeton. Die Schubübertragung in Beton-zu-Beton-Grenzflächen, welche von der Längsverschiebung in der Grenzfläche abhängt, kann nach dem fib Model Code [9] in (a) Scherverbund und Haftverbund, (b) Reibung und (c) Dübelwirkung der Bewehrung unterteilt werden. Durch die Anordnung eines Bewehrungsnetzes in der Verbundfuge soll der Haftverbund vergrößert werden und darüber hinaus zusätzlich der Reibverbund aktiviert werden.

Für die Versuche wurden fünf Doppelwandelemente mit unterschiedlicher Rauigkeit hergestellt. Die Prüfkörper (Abbildung 3.2) waren jeweils 20 cm dick und 30 cm breit bzw. lang. Sie wurden von zwei drei Zentimeter dicken UHPC – Betonschalen, welche mit einem normalfesten Beton vergossen worden sind, begrenzt. Die unterschiedlichen Konfigurationen sind der Tabelle 3.1 zu entnehmen.

Versuchskörper	Ø 1.Lage	Ø 2.Lage	Eindringtiefe
VK 1	-	-	-
VK 2	10 mm	14 mm	0,3 * 14 mm
VK 3	10 mm	10 mm	0,5 * 10 mm
VK 4	10 mm	10 mm	1,0 * 10 mm
VK 5	10 mm	10 mm	0,5 * 10 mm

Tabelle 3.1.: Bewehrungsvarianten

Bei der Versuchsdurchführung wurde auf eine Lasteinleitung möglichst nah an der Verbundfuge geachtet, um zusätzliche Biegeinflüsse zu minimieren. Um einen Reibverbund zu aktivieren, wurde die Querdehnung behindert, wobei zwischen den Versuchskörpern in einer Konfiguration die Steifigkeit variiert wurde (unterer Grenzwert: übliche Steifigkeit eines normalen Gitterträgers, oberer Grenzwert: starr).

3. Entwicklung einer Doppelwand aus HPC/UHPC

3.2.3. Ergebnisse und Fazit

Versuchskörper	steif [MPa]		weich [MPa]		Charakteristikum
	Haftv.	Reibv.	Haftv.	Reibv.	
VK 0	0,02	-	-	-	glatt
VK 1	0,16	-	-	-	sandrau
VK 2	0,36	0,90	-	-	Ø14/75 t=3 mm
VK 3	1,31	2,61	1,11	1,53	Ø10/75 t=5 mm
VK 4	1,09	3,00	1,24	1,49	Ø10/75 t=5 mm+1 Bewehrungsl.
VK 5	1,05	3,12	1,25	2,21	Ø14/75 t=8 mm

Tabelle 3.2.: übertragbare Verbundspannung

Die Versuchsreihen lieferten zufriedenstellende Ergebnisse. Wenn man die fünf Versuchskörper vergleicht, kann man erkennen, dass durch den Einsatz einer Bewehrung, in Abhängigkeit der Position, die Verbundwirkung in der Fuge stark variiert (siehe Abbildung 3.3). Prüfkörper mit einem zusätzlichen Bewehrungsnetz können eine erhebliche Erhöhung der Traglast erreichen, da ein Reibverbund durch die verzahnte Oberfläche, nach Überschreiten des Haftverbundes, aktiviert werden kann (Probekörper 2, 3 und 4). Hingegen versagen Probekörper ohne Bewehrung schon schlagartig nach Überschreiten des Haftverbundes (Probekörper 1 und 2).

Die aus diesen Versuchen hervorgehende beste Variante war Probekörper 3. Dieser konnte die maximalste Prüflast aufnehmen. Die schlechtesten Versuchsergebnisse lieferte Versuchskörper 5, was darin begründet wurde, dass der Füllbeton die Bewehrungsstäbe nicht vollständig umschloß. Die Bewehrungsstäbe haben sich augenscheinlich aus den Platten gelöst [1].

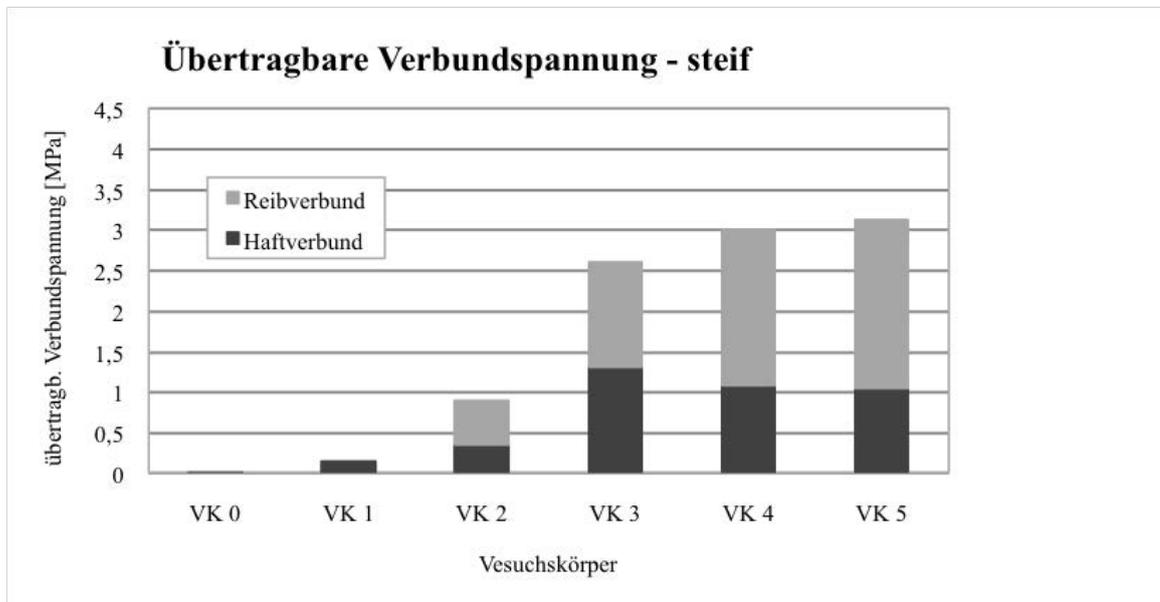


Abbildung 3.3.: Graphische Auswertung der übertragbaren Verbundspannung (steif)

3. Entwicklung einer Doppelwand aus HPC/UHPC

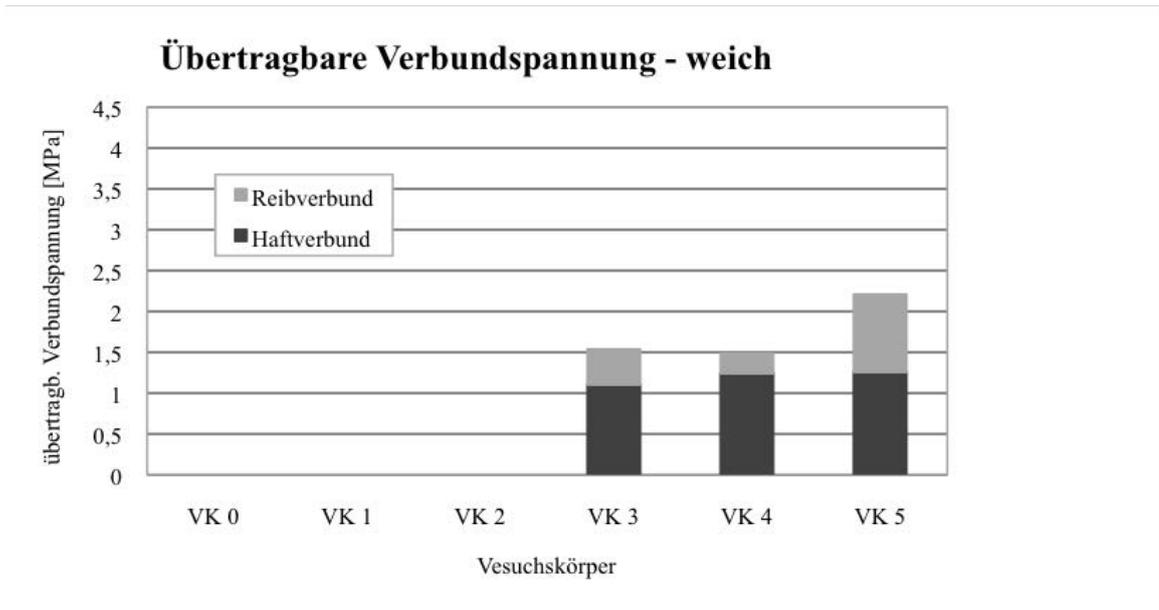


Abbildung 3.4.: Graphische Auswertung übertragbarer Verbundspannung weich

Beim Vergleich der Versuchskörper mit unterschiedlicher Querdehnungsbehinderung (weich/stEIF) lässt sich ein starker Einfluss auf den aktivierten Reibverbund erkennen, wohingehend der Haftverbund weitgehend unbeeinflusst bleibt. Dies lässt sich auf die höhere Normalspannung in der Verbundfuge nach Überschreiten des Haftverbundes aufgrund des starren Aufbaus zurückführen (siehe Abbildung 3.5).

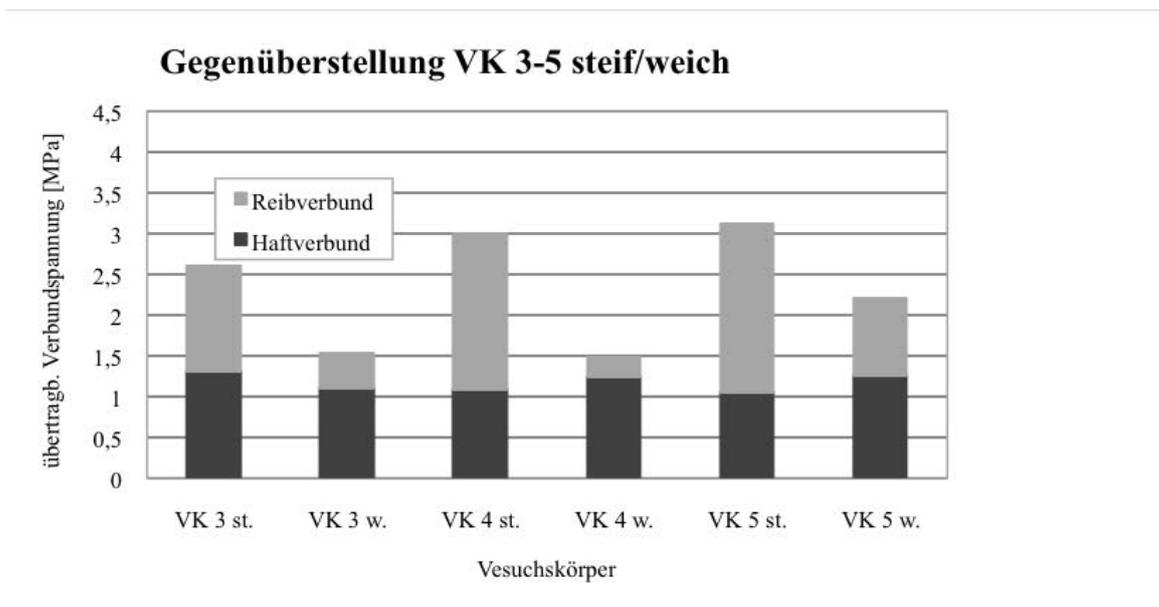


Abbildung 3.5.: Einfluss der Querdehnungsbehinderung VK 3 - VK 5

3. Entwicklung einer Doppelwand aus HPC/UHPC

3.2.4. 4-Punkt-Biegeversuch

Wie in den Vorversuchen gezeigt werden konnte, beeinflusst die Oberflächenbeschaffenheit stark die übertragbaren Schubkräfte in der Verbundfuge. Eine raue Oberfläche erhöht die Schubübertragung in der Grenzfläche signifikant. Auf Basis der Voruntersuchungen zur Verbundfuge wurden in weiterer Folge 4-Punkt-Biegeversuche geplant, um zu sehen, ob es möglich ist eine monolithische Struktur auf der Grundlage der neuen Bauart zu schaffen. Um den Einfluss verschiedener Ausführungen zu untersuchen, wurden mehrere Anordnungen durchgeführt (Abbildung 3.6). Zusätzlich wurde bei dieser Anordnung auch eine 3d-Teilstruktur getestet, die die Verbundfuge kreuzt. Es wurden für jeden dieser Prüfkörper zwei identische Proben hergestellt.

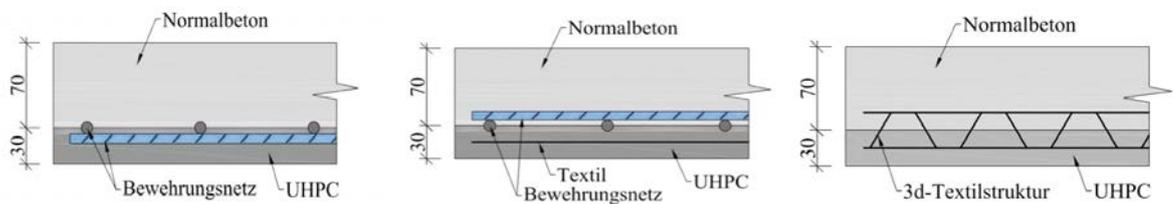


Abbildung 3.6.: Versuchskörperausführung: konventionell (li.), konventionell + Texti (mi.), 3d Textilstruktur (re.)

Beim 4-Punkt-Biegeversuch erfolgte die Lasteinleitung im Drittel der Länge der Proben. Für eine reibungsfreie Lasteinleitung wurden Teflonschichten zwischen den Proben und dem Träger angeordnet. Um die vertikale und horizontale Verschiebung zu messen, wurden Wegaufnehmer auf jedem Prüfkörper angebracht. Mittels einem Hydraulikzylinder erfolgte die Lasteinleitung.

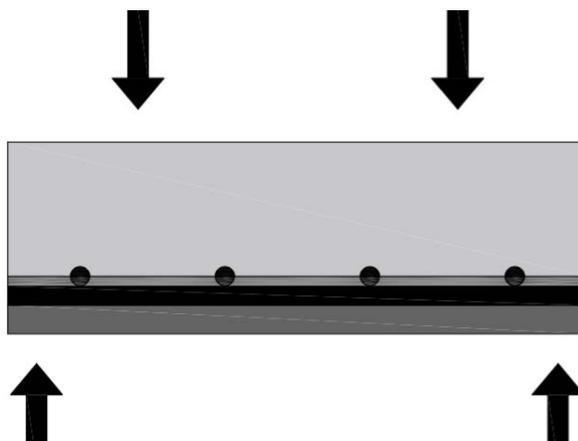


Abbildung 3.7.: 4-Punkt-Biegeversuch

3. Entwicklung einer Doppelwand aus HPC/UHPC

Im Folgenden ist ein Last-Verformungsdiagramm für die konventionelle Ausführung dargestellt. Die Traglast entspricht daher dem eines monolithischen Bauteils. Die getroffenen Annahmen wurden durch die Ergebnisse bestätigt. Durch die neuen Konstruktionsmethoden für die Herstellung der Probekörper konnte eine monolithische Struktur geschaffen werden. In den meisten Versuchen wurde keine signifikante Verschiebung in der Grenzfläche beobachtet oder gemessen. Es kann somit eine starre Verbindung in der Schnittstelle bestätigt werden.

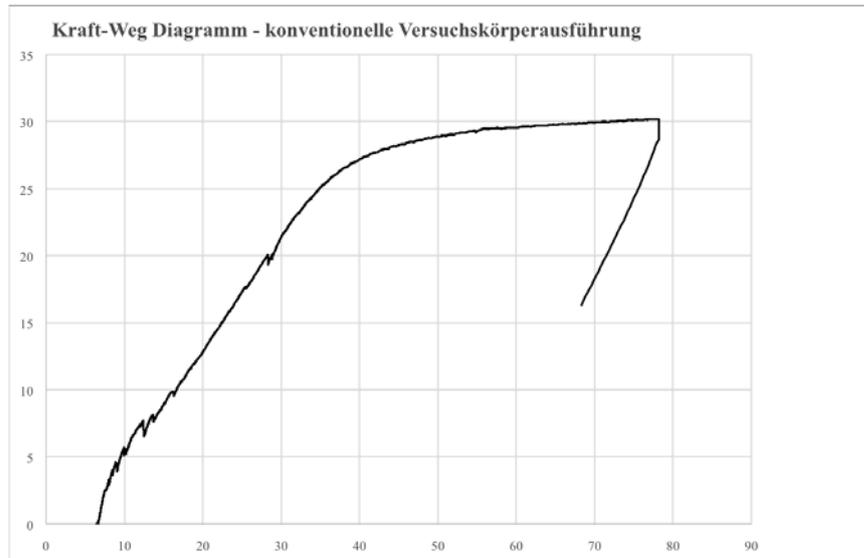


Abbildung 3.8.: Last-Verformungsdiagramm - konventionelle Versuchskörperausführung

Maximalkraft lt. Last-Verformungsdiagramm:

$$F_{max} = 30,5 \text{ kN}$$

Nachrechnung:

$$F_{ck} = A_{S1} * f_{yk} = 3,14 * 55,0 = 172,70 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = F_{ck} * z = 172,70 * 0,072 = 12,43 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = \frac{F_{max}}{2} * \frac{l}{3} \rightarrow 12,43 = \frac{F_{max}}{2} * \frac{2,5}{3} \rightarrow F_{max} = 29,95 \text{ kN}$$

Wenn man nun die Maximalkraft aus dem Last-Verschiebungsdiagramm mit der Maximallast aus der Nachrechnung vergleicht, kann man sehen das diese beinahe gleich groß sind.

3.3. Voruntersuchungen zum Ausziehwiiderstand von Verbindungsmitteln

3.3.1. Problemstellung

Eine weitere Problemstellung welche sich bei der Planung einer Doppelwand aus UHPC aufgetan hat, ist die Verbindung der beiden Doppelwandschalen zueinander. Bei den konventionellen Doppelwänden werden Gitterträger verwendet. Hierfür ist jedoch eine Mindestbetondeckung von 17 mm notwendig, womit diese nicht für die hier beschriebene Doppelwand aus UHPC einsetzbar sind. Grund dafür ist die minimale Wanddicke von 30 mm. Als Alternative bieten sich stiftförmige Verbindungsmittel an. Die stiftförmige Verankerung wirkt sich jedoch im Vergleich zu dem herkömmlichen, fachwerkartigen Gitterträger nachteilig auf das Schubtragverhalten der UHPC-Doppelwand aus [2].

Ein weiterer wichtiger Punkt ist die Korrossionsbeständigkeit der Verbindungsmittel. Da man die sehr dünne Betonplatte voll ausnutzen möchte, werden die Verbindungsmittel über die gesamte Plattendicke der Fertigteile verankert. Somit liegen die Verbindungsmittel direkt an der Oberfläche (siehe Abbildung 1.2) und müssen daher aus nicht korrosiven Materialien, wie z.B. GFK oder Edelstahl, bestehen.

Für die eingesetzten, stiftförmigen Verbindungsmittel gibt es seit dem Jahr 2013 einen Entwurf für eine harmonisierte Europäische Norm mit der Kurzbezeichnung EN 1992-4 [29] zur Bemessung von Befestigungen im Stahlbeton. Jedoch ist diese bis dato noch nicht freigegeben und darf daher nur in Ausnahmefällen verwendet werden. Somit muss man für die technische Zulassung des jeweiligen Verbindungsmittel einen Antrag beim Produkthersteller stellen. Mit der entsprechenden Leitlinie, z.B. ETAG, kann das eingesetzte Bauprodukt dann bemessen und dimensioniert werden [2]. Hierfür wird das Bemessungsverfahren A gemäß Anhang C der ETAG 001 "Metalldübel zur Verankerung im Beton" [30] eingesetzt. Die ETAG 001 kann üblicherweise nur für Betongüten von C20/25 bis C50/60 verwendet werden, wird in diesem Fall jedoch trotzdem für die Berechnung herangezogen und mit den experimentellen Daten verglichen.

Versagensszenarios von Dübeln laut ETAG 001 sind in Tabelle 3.4 angeführt.

	Einzeldübel	Dübelgruppe	
Stahlversagen	$N_{Sd} \leq N_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$	$N_{Sd}^h \leq N_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$	
Herausziehen	$N_{Sd} \leq N_{Rk,p} / \gamma_{Mp}$	$N_{Sd}^h \leq N_{Rk,p} / \gamma_{Mp}$	
Betonausbruch	$N_{Sd} \leq N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$		$N_{Sd}^g \leq N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$
Spalten	$N_{Sd} \leq N_{Rk,sp} / \gamma_{Msp}$		$N_{Sd}^g \leq N_{Rk,sp} / \gamma_{Msp}$

Tabelle 3.3.: Versagensszenarios Zugkraftversagen lt. ETAG 001 [30]

3. Entwicklung einer Doppelwand aus HPC/UHPC

	Einzeldübel	Dübelgruppe	
Stahlversagen, Querlast ohne Hebelarm	$V_{Sd} \leq V_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$	$V_{Sd}^h \leq V_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$	
Stahlversagen, Querlast mit Hebelarm	$V_{Sd} \leq V_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$	$V_{Sd}^h \leq V_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$	
Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite	$V_{Sd} \leq V_{Rk,p} / \gamma_{Mc}$		$V_{Sd}^g \leq V_{Rk,p} / \gamma_{Mc}$
Betonkantenbruch	$V_{Sd} \leq V_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$		$V_{Sd}^g \leq V_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$

Tabelle 3.4.: Versagensszenarios Querkraftversagen lt. ETAG 001 [30]

3.3.2. Allgemeines

Versuche zum Auszieh Widerstand von Verbindungsmitteln wurden im Zeitraum Winter 2015 bis Frühjahr 2016 durchgeführt und in einer Diplomarbeit von Dipl.-Ing. Markus Hangweyrer mit dem Titel “*Untersuchungen zum Ausziehwidestand von Verbindungsmitteln bei dünnen bewehrten UHPC-Platten*” [2] zusammengefasst.

Im Folgenden werden die Versuche kurz zusammengefasst und die relevanten Ergebnisse für die Prototypen angeführt.

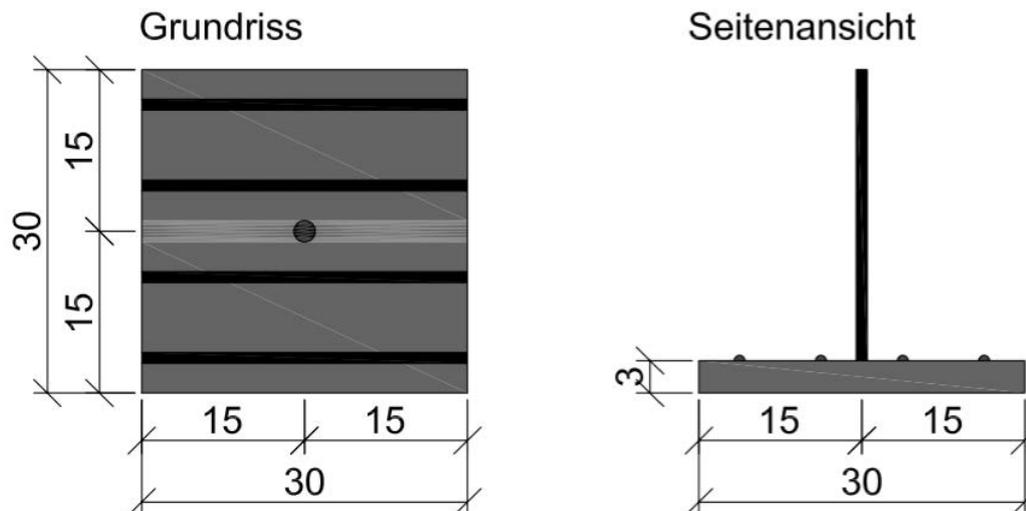


Abbildung 3.9.: Abmessungen Versuchskörper

Es gab zwei Versuchsreihen, wo an den einbetonierten Verbindungsmitteln (Abbildung 3.9) mit einer Presse der Firma Schenk angezogen wurde, bis es zu einer Zerstörung des Prüfkörpers kam. Bei Versuchsreihe 1 wurden drei Versuchskörpertypen zu je zwei Stück getestet. Die Verbindungsmittel sind bei allen Typen über die gesamte Dicke der UHPC-Platte einbetoniert, wobei in dieser Serie unterschiedliche Endverankerungen untersucht werden. Der Versuchsaufbau aus der Versuchsreihe 1 hat sich bewährt und wurde daher auch für die Versuchsreihe 2 nicht viel verändert. Bei Versuchsreihe 2 wurden fünf Versuchskörpertypen zu je zwei Stück getestet. Bei dieser Versuchsreihe wurden Verbindungsmittel (Kap-Stick, ComBAR) für den entgeltlichen Einsatz bei der

3. Entwicklung einer Doppelwand aus HPC/UHPC

UHPC-Wand eingesetzt und getestet.

Eine Übersicht der unterschiedlichen Typen kann Tabelle 3.5 entnommen werden.

Versuchskörper	Verbindungsmittel	Endverankerung	Bew. längs	Bew. quer
VK 1-1	Bewehrung Ø6mm	U-Haken	Ø8/75mm	Ø8/75mm
VK 1-2	Gewindestange M8	Mutter/Beilagsch.	Ø8/75mm	Ø8/75mm
VK 1-3	Bewehrung Ø6mm	L-Haken	Ø8/75mm	Ø8/75mm
VK 2-1	Kap-Stick Ø6mm	U-Haken	Ø8/75mm	Ø8/75mm
VK 2-2	ComBAR Ø8mm	-	Ø8/75mm	Ø8/75mm
VK 2-3	ComBAR Ø12mm	-	Ø8/75mm	Ø8/75mm
VK 2-4	ComBAR Ø12mm	-	-	-
VK 2-5	ComBAR Ø12mm	Kopfbolzen	Ø8/75mm	Ø8/75mm

Tabelle 3.5.: Übersicht Versuchsreihe 1 & 2

3.3.3. Ergebnisse und Fazit

Aus den Versuchsergebnissen kann man herauslesen, dass die Bruchlasten der Versuchsreihe 2 nicht viel größer sind als die der Versuchsreihe 1. Vergleicht man nun die fünf Versuchskörper der Versuchsreihe 2, kann man erkennen dass die Zusammensetzung von Verbindungsmittel und Endverankerung (ökonomisch) von Versuchskörper 3 (GFK-Stab Com-BAR Ø12 mm) am sinnvollsten ist. Die Bruchlasten (Zugkraft) von VK-Nr. 2-3 liegen beide ca. bei 13 kN, sie werden nur vom VK-Nr. 2-5 übertroffen [2].

Es konnte weitgehend ein Versagen aufgrund eines Betonkegelausbruches beobachtet werden, welcher durch einsetzende Biegrisse unterstützt wird. Die ersten Biegrisse traten bei rund 4 kN auf. Dem Biegeversagen wurde in weiterer Folge mit einer Längsbewehrung entgegen gewirkt. Bei VK-Nr. 2-4 kam es ohne Längsbewehrung bei rund 5 kN zu einem Biegebruch [2].

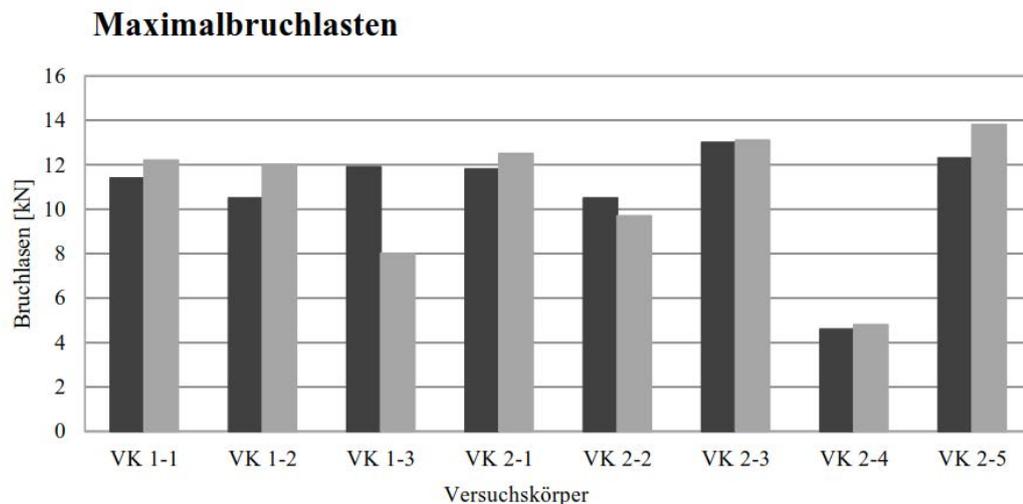


Abbildung 3.10.: Graphische Auswertung Versuchsreihe 1 & 2 - Maximalbruchlasten

3. Entwicklung einer Doppelwand aus HPC/UHPC

Versuchskörper	VK - Nr.	Maximallast [kN]	Mittelwert [kN]
VK 1-1	1	11,40	11,80
	2	12,20	
VK 1-2	1	10,50	11,25
	2	12,00	
VK 1-3	1	11,90	9,95
	2	8,00	
VK 2-1	1	11,80	12,15
	2	12,50	
VK 2-2	1	10,50	10,10
	2	9,70	
VK 2-3	1	13,00	13,05
	2	13,10	
VK 2-4	1	4,60	4,70
	2	4,80	
VK 2-5	1	12,30	13,05
	2	13,80	

Tabelle 3.6.: Ergebnisse Versuchsreihe 1 & 2

3.4. Zusammenfassung aus den Voruntersuchungen

Aufgrund der bereits durchgeführten Voruntersuchungen zur Oberflächenbeschaffenheit der UHPC-Platte und zum Auszieh Widerstand der Verbindungsmittel ist die Entwicklung der UHPC-Doppelwand nun schon sehr weit fortgeschritten. Die Funktionsweise des Systems konnte bestätigt werden und auch die damit zusammenhängenden Tätigkeit der Konstruktionselemente konnten nachgewiesen werden.

Aufbauend auf diesen Ergebnissen wurde im Zuge dieser Diplomarbeit die Planung und der Bau von drei Prototypen begleitet um die "letzten" Detailfragen zu klären. Die zu klärenden Detailfragen betreffen das Biegetragverhalten der UHPC-Schale, den Frischbetondruck zwischen den beiden Schalen und die Schubsteifigkeit des Doppelwandelements bei Verwendung von stiftförmigen Verbindungsmitteln, bei einem realistischen System im Maßstab 1:1. Auch das Schwinden wird ein Punkt sein, welcher zu Problemen führen kann. Die Planung, die durchgeführten Versuche und die Ergebnisse dieser Untersuchungen werden in den nächsten Kapiteln angeführt.

3.5. Planung von Prototypen

3.5.1. Allgemeines

Mit den Voruntersuchungen konnte die prinzipielle Tauglichkeit der Konstruktionsmethode nachgewiesen werden. Langfristiges Ziel war es aber einen Prototypen mit realistischen Abmessungen, bestehend aus zwei Wandplatten zu bauen. Dabei soll mindestens eine der beiden Wandplatten eine Dicke von 30 mm aufweisen. Dies wird durch den Einsatz von ultrahochfestem Beton ermöglicht, weil dieser eine höhere Festigkeit als Normalbeton aufweist. Ein weiterer Vorteil von hochfestem Beton ist die viel höhere Dichtigkeit des Betongefüges. Somit kann ein unerwünschtes Eindiffundieren von Kohlendioxid in den Beton wesentlich erschwert werden, was wiederum eine nicht erwünschte Karbonatisierung des Betons verhindert. Auch die Wasserdurchlässigkeit von UHPC entspricht derjenigen von dichtem Naturstein und bringt somit noch einen Vorteil mit sich.

Die Mindestdicke der Wandplatten wird bestimmt durch:

- die Betondeckung,
- die Plattenbewehrung,
- die erforderliche Einbindetiefe der Endverankerung.

Der Rasterabstand der Verbindungsmittel wurde mit 400 mm gewählt, um eine Überbeanspruchung der Doppelwand beim Verfüllen mit Ortbeton zu vermeiden (siehe Kapitel 3.5.3.2 und 3.5.3.3)

Die minimale Plattendicke der Doppelwände wurde bestimmt durch die Betondeckung der äußeren Bewehrungslage der Plattenbewehrung zur Außenseite der Wand (15 mm minimale Betondeckung nach EC2), durch die Abmessungen der Plattenbewehrung (10 mm - Bewehrung $\varnothing 10$ mm) und durch die erforderliche Einbindetiefe der die Verbundfuge kreuzenden Bewehrung (5 mm) und ergibt sich somit zu 30 mm.

Die notwendige Mindestbetondeckung nach Eurocode 2 unter Berücksichtigung der nationalen Anhänge für die erforderliche Dauerhaftigkeit ergibt sich aufgrund der Expositionsklassen (siehe Abbildung 3.11). Es wird dabei von einer Nutzungsdauer von mindestens 50 Jahren bei üblicher Instandhaltung ausgegangen.

Sinn und Zweck der Bedondeckung ist:

- Schutz der Bewehrung gegen Brandeinwirkung
- Schutz der Bewehrung vor Korrosion
- Sicherung des Verbundes zwischen Beton und Stahl

Die Betondeckung sollte daher im Regelfall nicht kleiner als 15 mm sein. Aufgrund des dichten Gefüges von UHPC wäre es jedoch durchaus denkbar die Mindestbetondeckung zu reduzieren und somit eine Platte mit einer Dicke geringer als 30 mm herzustellen. Die letztlich gewählten Abmessungen sind Abbildung 3.12 zu entnehmen.

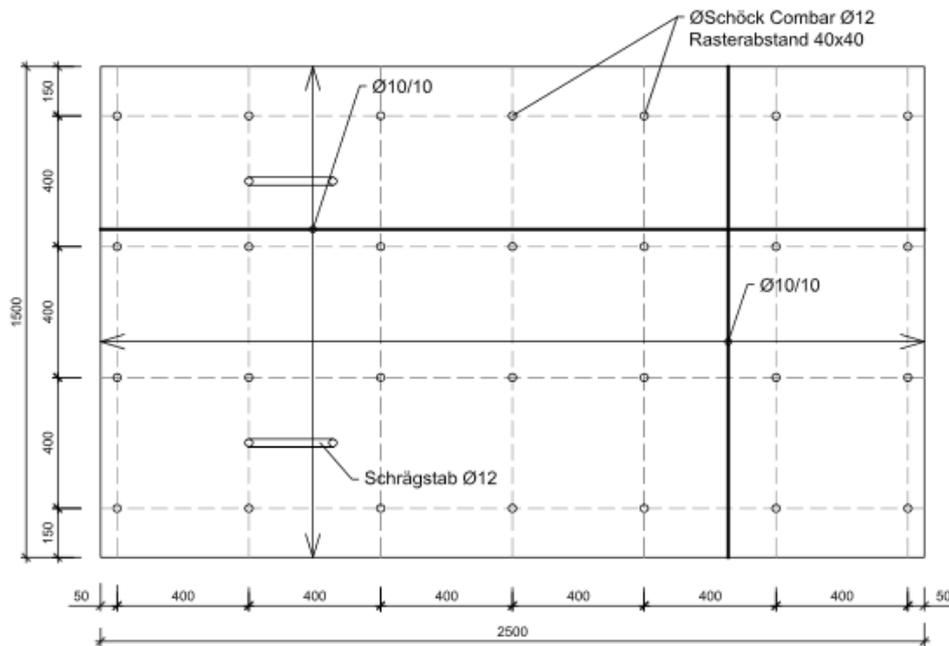
3. Entwicklung einer Doppelwand aus HPC/UHPC

Tabelle 1 – Mindestbetondeckung $c_{min,dur}$ Anforderungen im Rahmen der Dauerhaftigkeit für Betonstahl

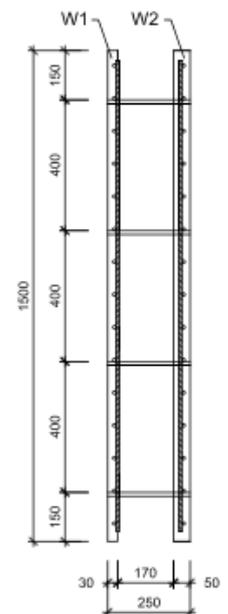
		Expositionsklasse nach ÖNORM B 4710-1			
Kriterium		XC1	XC2/XC3/XC4	XD1/XD2	XD3
$c_{min,dur}$	mm	15	25	30	40

Abbildung 3.11.: Mindestbetondeckung lt. Eurocode 2 [6]

Grundriss



Querschnitt



Längsschnitt

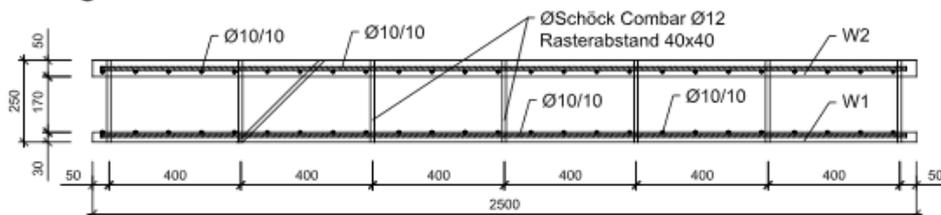


Abbildung 3.12.: Grundriss und Querschnitt des Prototypen [3]

3.5.2. Bestimmung der Einwirkungen

Eine Doppelwand ist über ihre Lebenszeit gesehen verschiedensten Beanspruchungen ausgesetzt. Hierbei wird prinzipiell zwischen Montage- und Endzustand unterschieden.

Während der Montage treten folgende Lasten auf:

- Eigengewicht zufolge Verheben der Doppelwand
- Betonierdruck aufgrund des Verfüllens der Doppelwand

Zu berücksichtigende Lasten im Endzustand:

- Ständige Lasten (Eigengewicht, Ausbaulaste, Erd- / Wasserdruck)
- Veränderliche Lasten (Nutzlasten, Schnee, Wind, Erdbeben)

3.5.2.1. Verheben der Doppelwand

Beim Produzieren der Doppelwände war zu beachten, dass die üblicherweise eingesetzten Gitterträger als Verbindungsmittel bei den hier behandelten Doppelwänden nicht eingesetzt werden konnten. Bei derartig dünnen Platten ist es nicht möglich, die notwendige Verankerungstiefe zu erreichen. Um dennoch eine Verbindung herzustellen werden Stäbe aus nicht korrosiven Materialien wie z.B. Edelstahl oder nichtmetallischen Werkstoffen wie z.B. GFK verwendet, die bis an die Außenseiten der vorgefertigten Platten reichen, um die notwendige Verankerungstiefe sicherzustellen (Abbildung 1.1).

Die üblicherweise verwendeten Gitterträger weisen eine sehr hohe Schubsteifigkeit auf. Bei den hier verwendeten stiftförmigen Verbindungsmitteln ist die Schubsteifigkeit viel geringer, wodurch ein erhöhtes Augenmerk auf das Verheben der Doppelwand bzw. in weiteren Sinn auch auf die Transport- und Montagezustände zu legen ist. Aufgrund der Erfahrungen aus dem Sandwichbau sind Daten zu stiftförmigen Verankerungen durch GFK-Stäbe vorhanden, welche in diesem Fall herangezogen werden können. Die Schubsteifigkeiten sind somit quantifizierbar womit die nötige Anzahl der Verbindungsmittel zur ausreichenden Aussteifung der Doppelwände bekannt ist.

Es wurden anhand dieser Daten zwei zusätzliche GFK-Schrägstäbe ($\varnothing 12$) mit einer Neigung von 45° eingebaut (siehe Abbildung 3.12) um eine ausreichende Schubsteifigkeit sicherzustellen.

Die entsprechenden Nachweise können Anhang A2 entnommen werden.

3.5.2.2. Betonierdruck

Die Doppelwand wird auf der Baustelle mit Frischbeton verfüllt. Dieser Belastungszustand ist als maßgebend für die Wandplatten zu beurteilen. Der Betondruck hängt von vielen Faktoren ab. Als oberer Grenzwert kann es bei einer raschen Verfüllung des Zwischenraumes zu einem hydrostatischen Druckzustand auf die Doppelwand kommen. Im allgemeinen Fall jedoch kann von einem deutlich reduzierten Druck beim Betonieren ausgegangen werden.

In der untenstehenden Abbildung 3.13 ist ein realitätsnaher Verlauf des Frischbetondrucks über die Höhe der Schalung zu sehen (dünn, strichliert). Eine Vereinfachung, welcher die realitätsnahe Kurve umschreibt ist der normativ festgelegte Schalungsdruck (dick, strichliert). Hierbei wird zwischen dem mittleren (grün), dem charakteristischen (blau) und dem Frischbetondruck auf Design-Niveau (rot) unterschieden.

3. Entwicklung einer Doppelwand aus HPC/UHPC

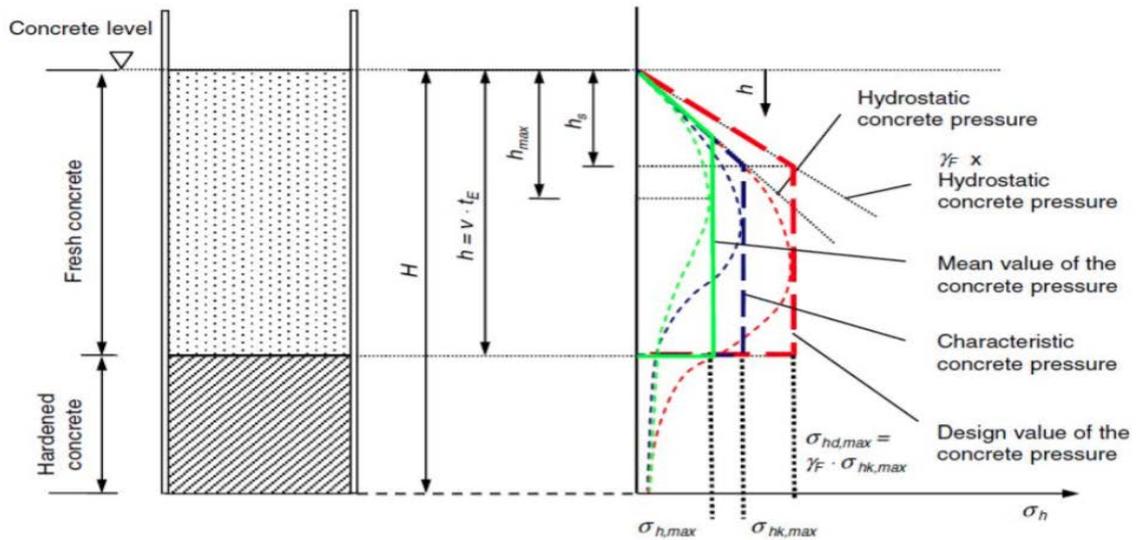


Abbildung 3.13.: Verlauf des Schalungsdrucks [2]

Zur Bemessung bzw. Dimensionierung der Schalung ist es notwendig eine Annahme hinsichtlich des zu erwartenden Frischbetondrucks zu tätigen. Dazu sind folgende wesentliche Einflussparameter zu berücksichtigen:

- Betonierhöhe und Art der Einbringung
- Steiggeschwindigkeit des Betons
- Konsistenzklasse der Betonmischung
- Erstarrungsverhalten des Betons
- Frischbetontemperatur, Einbautemperatur, Umgebungstemperatur

Für die Vordimensionierung der Doppelwand wird im folgenden Kapitel auf der sicheren Seite liegend ein hydrostatischer Druckzustand angenommen.

3.5.3. Dimensionierung

3.5.3.1. Materialeigenschaften des UHPC

f_{ctm} [N/mm ²]	f_{cm} [N/mm ²]	E_{cm} [N/mm ²]
10,1	157,7	54400

Tabelle 3.7.: Materialeigenschaften des UHPC (Mittelwert nach 28 Tagen)

3. Entwicklung einer Doppelwand aus HPC/UHPC

- f_{ctm} ...Mittelwert der Zugfestigkeit
- f_{cm} ...Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons
- E_{cm} ...Mittelwert des Sekantenmodul

3.5.3.2. Schnittgrößenermittlung

Die Ermittlung der Schnittgrößen der Elementwände zufolge Betonierdrucks kann üblicherweise mittels einer FEM – Rechnung erfolgen. Steht keine FEM – Software zur Verfügung können Elementwände auch mithilfe der Stabstatik, durch Unterteilung der Elementwand in Gurt- und Feldstreifen, berechnet werden (siehe ÖNORM EN 1992-1-1, Anhang I [6]). Dabei werden die Biegemomente für einen Durchlaufträger ermittelt und auf die Feld- und Gurtstreifen verteilt.

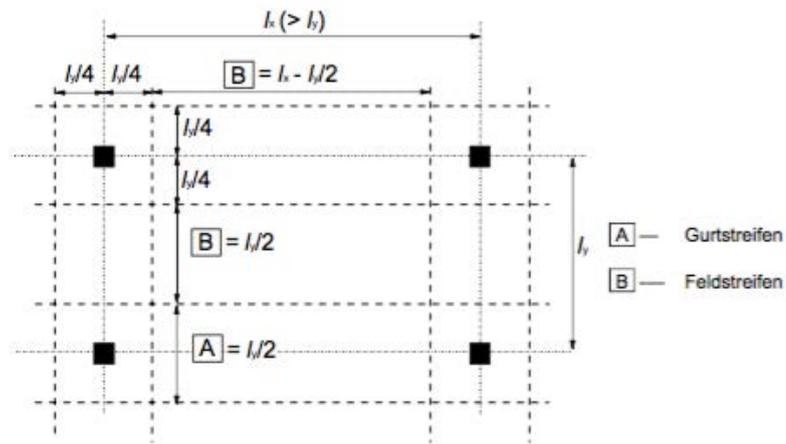


Abbildung 3.14.: Unterteilung der Elementwände lt. ÖNORM EN 1992-1-1, Anhang I [6]

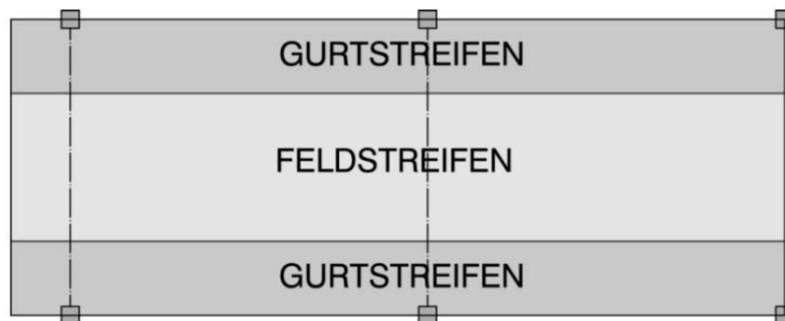


Abbildung 3.15.: Aufteilung der Momente auf Gurt- und Feldstreifen [35]

3. Entwicklung einer Doppelwand aus HPC/UHPC

Betonierdruck:

$$\gamma = 24 \text{ kN/m}^3 \text{ (Frischbetonrohddichte)}$$

$$h = 2,50 \text{ m (Höhe des Prototypen)}$$

$$p_k = \gamma * h = 24 * 2,50 = 60 \text{ kN/m}^2$$

Erforderlicher Nachweis:

$$M_R = M \geq M_S$$

$$M_R = M \geq M_F$$

Das Feldmoment ist das maßgebende Moment, da in diesem Bereich keine Zugbewehrung vorhanden ist.

Einwirkung:

$$p_k = 60 \text{ kN/m}^2 \rightarrow p_d = p_k * 1,00 = 60 * 1,00 = 60 \text{ kN/m}^2$$

Es wurde mit einem rechteckigen Kraftverlauf gerechnet, die Berechnung ist somit auf der sicheren Seite.

$$l_x = l_y = 40 \text{ cm (Rasterabstand der Verbindungsmittel, siehe Abbildung 3.12)}$$

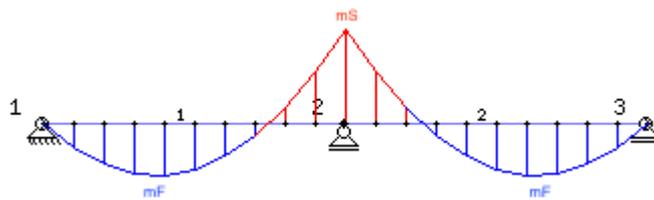


Abbildung 3.16.: Momentenlinie: Feldbereich (blau) und Stützbereich (rot)

Stützbereich:

$$m_S = -\frac{p_k * l_x^2}{12} \rightarrow m_S = -\frac{60 * 0,40^2}{12} = -0,80 \text{ kNm}$$

$$M_S = -\frac{p_k * l_x^2}{12} * l_y \rightarrow M_S = -\frac{60 * 0,40^2}{12} * 0,40 = -0,32 \text{ kNm} \triangleq -32,00 \text{ kNcm}$$

3. Entwicklung einer Doppelwand aus HPC/UHPC

Feldbereich:

$$m_F = \frac{p_k * l_x^2}{24} \rightarrow m_F = \frac{60 * 0,40^2}{24} = 0,40 \text{ kN}$$

$$M_F = \frac{p_k * l_x^2}{24} * l_y \rightarrow M_F = \frac{60 * 0,40^2}{24} * 0,40 = 0,16 \text{ kNm} \triangleq 16,00 \text{ kNcm}$$

	Negative Momente	Positive Momente
Gurtstreifen	60 % bis 80 %	50 % bis 70 %
Feldstreifen	40 % bis 20 %	50 % bis 30 %
ANMERKUNG Die Summe der Beträge der negativen und positiven Momente, die die Gurt- und Feldstreifen aufnehmen müssen, ist in der Regel immer 100 %.		

Abbildung 3.17.: Aufteilung des Biegemoments lt. ÖNORM EN 1992-1-1, Anhang I [6]

	Stützbereich	Feldbereich
Gurtstreifen	$0,7 * \frac{-p_k * l_x^2}{12} * 2 \triangleq -\frac{7}{60} * p_k * l_x^2$	$0,6 * \frac{p_k * l_x^2}{24} * 2 \triangleq \frac{1}{20} * p_k * l_x^2$
Feldstreifen	$0,3 * \frac{-p_k * l_x^2}{12} * 2 \triangleq -\frac{1}{20} * p_k * l_x^2$	$0,4 * \frac{p_k * l_x^2}{24} * 2 \triangleq \frac{1}{30} * p_k * l_x^2$

Tabelle 3.8.: Aufteilung der Momente auf Gurt- und Feldstreifen

Stützenbereich:

$$m_{S,Gurt} = 0,7 * \frac{-p_k * l_x^2}{12} * 2 \triangleq -\frac{7}{60} * p_k * l_x^2 \rightarrow m_{S,Gurt} = -\frac{7}{60} * 60,00 * 0,40^2 = -1,12 \text{ kNm/m}$$

$$m_{S,Feld} = 0,3 * \frac{-p_k * l_x^2}{12} * 2 \triangleq -\frac{1}{20} * p_k * l_x^2 \rightarrow m_{S,Feld} = -\frac{1}{20} * 60,00 * 0,40^2 = -0,48 \text{ kNm/m}$$

Feldbereich:

$$m_{F,Gurt} = 0,6 * \frac{p_k * l_x^2}{24} * 2 \triangleq \frac{1}{20} * p_k * l_x^2 \rightarrow m_{F,Gurt} = \frac{1}{20} * 60,00 * 0,40^2 = 0,48 \text{ kNm/m}$$

$$m_{F,Feld} = 0,4 * \frac{p_k * l_x^2}{24} * 2 \triangleq \frac{1}{30} * p_k * l_x^2 \rightarrow m_{F,Feld} = \frac{1}{30} * 60,00 * 0,40^2 = 0,32 \text{ kNm/m}$$

Widerstand:

Der kritische Bereich befindet sich in Feldmitte (keine Zugbewehrung vorhanden). Der Widerstand ist demnach gleich dem Rissmoment.

3. Entwicklung einer Doppelwand aus HPC/UHPC

$$M_R = M_{Cr}$$

$$\sigma = \frac{M}{W} \rightarrow M = \sigma * W$$

$$W = \frac{b * h^2}{6} = \frac{100 * 3^2}{6} = 1,50 \text{ cm}^3/\text{m}$$

$$\sigma = 10,1 \text{ N/mm}^2 = 1,01 \text{ kN/cm}^2 \text{ (siehe Tabelle 3.7)}$$

$$M = \sigma * W = 1,01 * 1,50 = 1,52 \text{ kNm}$$

Nachweis:

$$M_R = M_{Cr} \geq M_F \rightarrow 1,52 \geq 0,48 \checkmark$$

3.5.3.3. Ausziehwiderstand - Zugbeanspruchung

Aufgrund der sehr geringen Dicke der Fertigteilplatten und der daraus hervorgehenden geringen Verankerungstiefe, ist das Versagenszenario "Betonkegelausbruch" der Verbindungsmittel beim Verfüllen der Doppelwand (Abbildung 3.18) als kritisch anzusehen. Diese Art des Versagens ist zu vergleichen mit dem sogenannten Durchstanzen von schlanken Stützen bei Stahlbetondecken, welches ein Versagensproblem im Hochbau ist.

Die Ursache für so einen Betonkegelausbruch ist die Überschreitung der örtlich aufnehmbaren Zugkraft.

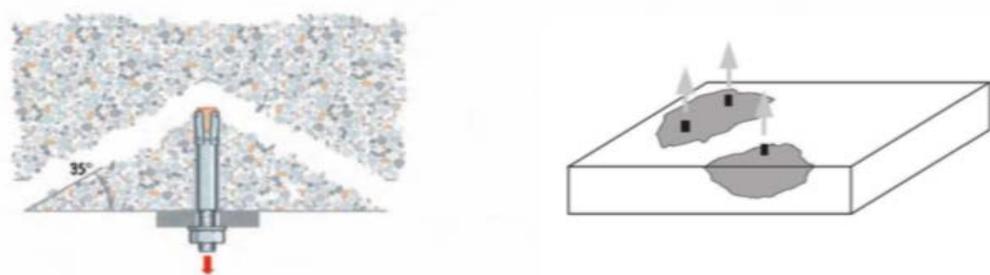


Abbildung 3.18.: Betonkegelausbruch (in etwa im Winkel von 35°) [2]

Um die Tragfähigkeit der Konstruktion abzuschätzen wird vorab eine Berechnung nach ETAG 001 durchgeführt. Deren Anwendungsbereich erstreckt sich zwar nicht auf hochfeste Betone, dennoch lassen die Ergebnisse eine grobe Abschätzung zu.

Erforderlicher Nachweis:

$$N_{Sd} \leq N_{Rk,c} / \psi_{Mc}$$

3. Entwicklung einer Doppelwand aus HPC/UHPC

Einwirkung:

$$N_{Sd} = p_d * l_x * l_y$$
$$p_d = p_k * 1,50 = 60,00 * 1,00 = 60,00 \text{ kN/m}^2$$

$$N_{Sd} = 60 * 0,40 * 0,40 = 9,60 \text{ kN}$$

Widerstand:

Anhand der ETAG 001¹ kann der Widerstand zufolge Betonausbruch nach folgender Formel berechnet werden:

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 * \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} * \psi_{s,N} * \psi_{re,N} * \psi_{ec,N}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 * \sqrt{f_{ck,cube}} * h_{ef}^{1,5}$$

Folgende Annahmen wurden getroffen:

- $\frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} = 1,0$
- $\psi_{s,N} = 1,0$
- $\psi_{re,N} = 1,0$
- $\psi_{ec,N} = 1,0$ (Betrachtung eines einzelnen Dübels)
- $k_1 = 7,2$ (Annahme eines gerissenen Betons)

Daraus resultiert der maximale Widerstand eines einzelnen Dübels gegen Betonkegelausbruch zu:

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 * 1,0 * 1,0 * 1,0 * 1,0$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 * \sqrt{f_{ck,cube}} * h_{ef}^{1,5}$$

$$\text{mit } f_{ck,cube} = 60 \text{ N/mm}^2$$

$$\rightarrow N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 = 7,2 * \sqrt{60} * 30^{1,5} = 9164,1 \text{ N} \triangleq 9,2 \text{ kN}$$

$$\text{mit } f_{ck,cube} = 150 \text{ N/mm}^2$$

$$\rightarrow N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 = 7,2 * \sqrt{150} * 30^{1,5} = 14489,7 \text{ N} \triangleq 14,5 \text{ kN}$$

Nachweis:

$$N_{Sd} \leq N_{Rk,c} / \psi_{Mc} \rightarrow 9,60 \leq 14,50 / 1,00 \approx 14,50 \text{ kN}$$

$$\rightarrow 9,60 \text{ kN} \leq 14,50 \text{ kN} \checkmark$$

¹ETAG 001 - Leitlinie für die europäische technische Zulassung: Metalldübel zur Verankerung im Beton

3. Entwicklung einer Doppelwand aus HPC/UHPC

Mithilfe der durchgeführten, experimentellen Untersuchungen kann in weiter Folge ein genauer Tragwiderstand berechnet werden (siehe Diplomarbeit von Dipl.Ing. Markus Hangweyrer mit dem Titel “*Untersuchungen zum Ausziehwiestand von Verbindungsmitteln bei dünnen bewehrten UHPC-Platten*” [2]). Dieser wurde mit Hilfe eines Excel-Tools der Firma iS-engineering GmbH ermittelt. Dabei werden die in den Versuchen gemessenen Bruchlasten in charakteristische Werte (5%-Fraktil) umgerechnet, um einen Vergleich auf der gleichen Basis zu bekommen [2].

Der ermittelte charakteristische Tragwiderstand auf Basis der Versuche liegt genau zwischen den beiden betrachteten Grenzwerten nach ETAG 001:

- untere Schranke (Anwendungsgrenze): Berechnung nach ETAG 001
 $f_{ck,cube} = 60 \text{ N/mm}^2 \rightarrow N_{Rk,c} = 9,2 \text{ kN}$
- Statistische Ermittlung des charakteristischen Tragwiderstands: aus Versuchen
 $N_{Rk,c} = 10,4 \text{ kN}$
- obere Schranke (Druckfestigkeit UHPC): Berechnung nach ETAG 001
 $f_{ck,cube} = 150 \text{ N/mm}^2 \rightarrow N_{Rk,c} = 14,5 \text{ kN}$

Die obere Schranke nach Berechnung nach ETAG 001 mit der tatsächlichen Beton-Druckfestigkeit konnte nicht erreicht werden. Die möglichen Gründe dafür können aus der Diplomarbeit von Dipl.Ing. Markus Hangweyrer mit dem Titel “*Untersuchungen zum Ausziehwiestand von Verbindungsmitteln bei dünnen bewehrten UHPC-Platten*” entnommen werden [2].

Teil II.

Bau eines Prototypen im Maßstab 1:1

4. Produktionsablauf

4.1. Grundsätzliche Überlegungen

Im Juli 2016 wurde im Fertigteilwerk der Firma Oberndorfer in Gars am Kamp mit dem Bau der Prototypen begonnen. Insgesamt wurden drei verschiedene Konfigurationen, wie in Kapitel 4.2 beschrieben, hergestellt. Dabei wurde die erste Wandplatte jeweils aus UHPC mit 30 mm Wandstärke hergestellt. Nachdem diese ausgehärtet war, wurde die zweite Wandplatte aus Normalbeton mit einer Dicke von 50 mm hergestellt. Der genaue Ablauf der Herstellung kann in Punkt 4.3 nachgelesen werden.

Der Grund warum nur eine der beiden Wände 30 mm dick und die zweite Wand 50 mm dick geplant bzw. gebaut wurde ist, dass damit das Versagen in der richtigen, mit dem Messfeld ausgestatteten Wand eintritt. Allenfalls könnte ein Versagen der "falschen" Wandplatte nicht ausgeschlossen werden.

In einem Rasterabstand von 40x40 cm werden die Schöck-Combar Verbindungsstäbe angeordnet, welche dafür zuständig sind, die beiden Wandplatten während des Verfüllens der Doppelwand zusammenzuhalten.

Eine weitere Überlegung für die Schöck-Combar Verbindungsstäbe war, dass diese des weiteren auch als Abstandhalter dienen. Sie wurden daher so montiert bzw. ausgerichtet, dass sie sowohl an der Außenseite der 30mm dicken UHPC-Wand, sowie auch an der 50mm dicken Normalbetonwand "anstoßen" (Abbildung 3.12). Durch die anschließende Verbindung der Stäbe mit dem Bewehrungsnetz entsteht ein fester Korb, welcher ohne zusätzliche Maßnahmen zur Lagesicherung (Abstandhalter) in den Frischbeton eingebracht werden kann.

4.2. Variantenbeschreibung

Um den Einfluss der Bewehrung auf das Bauteilverhalten zu überprüfen, wurden drei verschiedene Konfigurationen konzipiert.

Versuchskörper	Betonart	Bewehrungsart	Bewehrung
Prototyp 1	UHPC	Betonstahl AQ 82	Ø8,2/10mm
Prototyp 2	UHPC	Betonstahl	Ø10/20mm
Prototyp 3	UHPC	Glasfaserbewehrung	Ø12/20mm

Tabelle 4.1.: Übersicht Prototyp - Varianten

Alle drei Typen bestehen aus zwei Bewehrungsgittern, welche mittels Schöck-Combar-Stäbe miteinander verbunden sind. Die einzelnen Bewehrungsgitter unterscheiden sich in Materialien, dem Bewehrungsgrad, Durchmesser und Abstand (siehe Tabelle 4.1).

Die unterschiedlichen Bewehrungskörbe sind in den Abbildungen 4.1 bis 4.3 abgebildet.

4. Produktionsablauf

Prototyp 1:



Abbildung 4.1.: Bewehrungskorb Prototyp 1 - Ø8,2/10mm

Prototyp 1 besteht aus zwei Baustahlmatten des Typs AQ 82. Dieser Typ besitzt eine Querschnittsfläche von $5,28 \times 5,28 \text{ cm}^2/\text{m}$, die Abstände der einzelnen Stäbe zueinander in Längs- und in Querrichtung entspricht 100 mm und der Stabdurchmesser beträgt $8,2 \text{ mm}$ (siehe Abbildung 4.1). Diese Konfiguration weist einen größeren Bewehrungsgrad als die ebenfalls mit Betonstahl bewehrte Konfigurationen 2 auf.

Prototyp 2:



Abbildung 4.2.: Bewehrungskorb Prototyp 2 - Ø10/20mm

Prototyp 2 besteht aus zwei Lagen Bewehrung mit einem Rasterabstand von $200 \times 200 \text{ mm}$. Der Durchmesser der einzelnen Bewehrungsstäbe, welche aus normalen Betonstahl bestehen, beträgt 10 mm . Dies entspricht einer Querschnittsfläche von $3,93 \times 3,93 \text{ cm}^2/\text{m}$, womit diese Konfiguration die am geringsten bewehrte ist.

Prototyp 3:

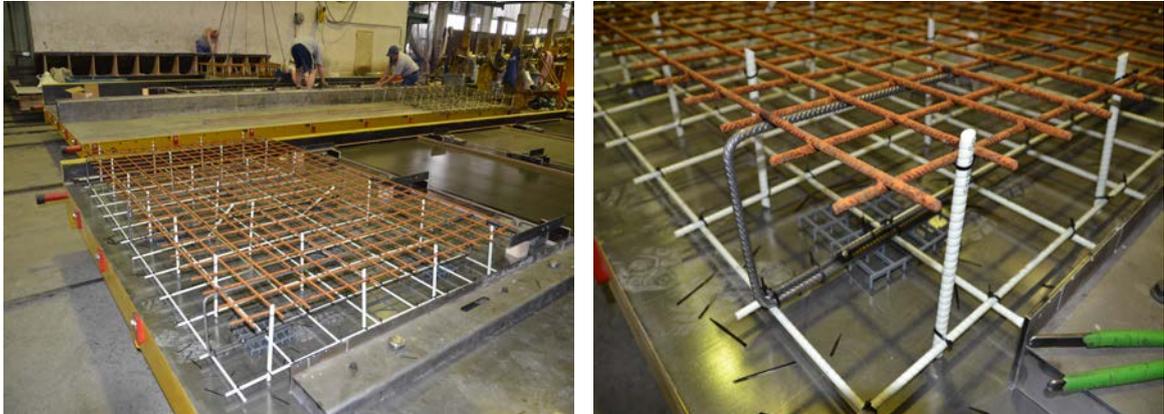


Abbildung 4.3.: Bewehrungskorb Prototyp 3 - Ø12/20mm

Prototyp 3 besteht im Unterschied zu Prototyp 1 und 2 aus zwei verschiedenen Bewehrungsgittern. Das Bewehrungsgitter, welches in der Normalbetonwand liegt, besteht aus einer Bewehrungsmatte AQ 82 (Durchmesser 8,2 mm, Raster von 100x100 mm). Das Bewehrungsgitter in der UHPC-Platte besteht aus Glasfaserstäben mit einem Durchmesser von 12 mm, welche in einem Längs- und Querabstand von 200 mm zueinander angeordnet wurden. Dies entspricht einer Querschnittsfläche von $5,65 \times 5,65 \text{ cm}^2/\text{m}$ und ist somit der Prototyp mit dem größten Bewehrungsgrad. aufgrund des geringen E-Moduls der GFK-Bewehrung ist diese Konfiguration dennoch weniger steif als z.B. Konfiguration 1. Da die Glasfaserstäbe nicht miteinander verschweißt werden konnten, wurden sie mit Hilfe von Kabelbindern kreuzweise verbunden (siehe Abbildung 4.3).

4.3. Darstellung der Produktion

Bei der Herstellung der Doppelwände wurde auf einen möglichst einfachen Herstellungsablauf acht gegeben. Die Herausforderung bei der Produktion bestand darin, die Einbautoleranzen einzuhalten.

Der Ablauf der Herstellung der Doppelwände strukturiert sich in:

- Herstellung der Bewehrungskörbe
- Bau der Schalung
- Betonieren der ersten Wandplatte aus UHPC
- Nachbehandlung
- Betonieren der zweiten Wandplatte aus Normalbeton

4.3.1. Herstellung der Bewehrungskörbe

Damit aus den in Punkt 4.2 beschriebenen einzelnen Bewehrungsgittern- bzw. matten und den Verbindungsmitteln, die gleichzeitig auch als Abstandhalter dienen, Bewehrungskörbe werden, wurden die Matten mit Hilfe von Bewehrungsbügeln zusammenschweißt. Diese Bewehrungsbügel haben nicht nur den Zweck, dass sie die einzelnen Bewehrungsmatten miteinander verbinden, sondern auch damit die Bewehrungskörbe und später dann die Doppelwände besser angehoben, verhoben und transportiert werden können.



Abbildung 4.4.: Bewehrungsbügel und Schöck-Combar Verbindungsstäbe

Zum Schluss wurden noch Schöck-Combar Verbindungsstäbe mit einem Durchmesser von 12 mm, in einem Rasterabstand von 400x400 mm angebracht. Diese wurden mit einem Draht an die oberen und unteren Bewehrungsmatten des Bewehrungskorbes angebunden. Wie schon im oberen Absatz erwähnt sollen diese Verbindungsstäbe nicht nur als Verbindung in den Bau- und Montagezuständen dienen, sondern auch als Abstandhalter fungieren.

Weiters wurden Schöck-Combar-Stäbe schräg in die Bewehrungskörbe eingebracht um die erforderliche Schubsteifigkeit sicherzustellen.

4.3.2. Bau der Schalung

Nachdem die Bewehrungskörbe fertig gestellt waren, wurden drei Schalungskörper mit den Abmessungen 1500x2500 und einer Höhe von 30mm hergestellt. Diese wurden nebeneinander angeordnet, damit das Betonieren der ersten Wandplatte aus UHPC gleich in einer Reihe abgewickelt werden konnte (siehe Abbildung 4.5). Nach der Fertigstellung und vor dem Betonieren wurden die Schalungskörper noch mit einem speziellen Trennmittel behandelt. Durch das Aufbringen des Schalungsöls wird die Wasseraufnahmefähigkeit der Schalhaut reduziert und damit die Haftung zwischen Beton und Schalung herabgesetzt. Dadurch benötigt der Ausschalvorgang weniger Kraftaufwand und Beschädigungen sowohl an der Betonoberfläche als auch an der Schalung werden vermieden.

4. Produktionsablauf



Abbildung 4.5.: Schalungskörper der drei Prototypen

4.3.3. Betonieren der ersten Wandplatten - UHPC

Nachdem die Bewehrungskörbe und die Schalungskörper fertig gestellt wurden, war der nächste Schritt im Produktionsablauf das Betonieren der ersten Wandplatte aus UHPC. Dazu wurde der UHPC zusammengemischt und über ein an der Decke laufendes Transportsystem zu den Schalungskörpern geführt. Danach wurden die einzelnen Schalungskörper der Reihe nach aufgefüllt. Anschließend wurden die Bewehrungskörbe mit Hilfe einer Hebevorrichtung im Werk angehoben. Die Körbe wurden dabei an den vier Ecken an Stahlseilen hochgehoben, vorsichtig in die frisch betonierten Schalungskörper eingesetzt und danach per Hand hineingedrückt und angepasst. Aufgrund der Schöck-Combar-Stäbe war die erforderliche Einbindtiefe des Bewehrungsnetzes per se eingehalten.



Abbildung 4.6.: Betonieren der ersten Wandplatten aus UHPC (links) und Einsetzen der Bewehrungskörbe (rechts)

4. Produktionsablauf



Abbildung 4.7.: Betonieren der ersten Wandplatten aus UHPC (links) und Einsetzen der Bewehrungskörbe (rechts)

Damit die Bewehrungskörbe auch wirklich in den Schalungskörpern bleiben und nicht auftreiben, wurden die Körbe einfach mit übergebliebenen Schalungsbrettern und Wasserkanistern beschwert.



Abbildung 4.8.: Beschweren der Bewehrungskörbe

4.3.4. Nachbehandlung

Eine frühe, ununterbrochene und ausreichend lange Nachbehandlung ist für den Frischbeton unabdingbar. Die Nachbehandlung ist vor allem in den ersten Tagen der Hydratation wichtig, um das Fröhschwinden so gering wie möglich zu halten. Dies gilt insbesondere für UHPC, da aufgrund des hohen Zementanteils und des geringen W/B-Wertes das autogene Schwinden besonders stark ausgeprägt ist.

Bis zur ausreichenden Aushärtung ist der Beton gegen

- chemische Angriffe
- Temperaturänderungen
- frühzeitiges Austrocknen zu schützen.

4. Produktionsablauf

Schutzmaßnahmen gegen frühzeitiges Austrocknen sind:

- Belassen in der Schalung
- Aufbringung eines flüssigen Nachbehandlungsmittel
- regelmäßige Besprühung mit Wasser
- Abdeckung mit Folie
- wasserspeichernde Abdeckung

Bei den drei Prototypen beschränkte man sich auf die minimalste, aber jedoch auch gebräuchlichste Nachbehandlungsmaßnahme. Die betonierten Wandplatten wurden in der Schalung belassen und sorgfältig mit einer dampfdichten Kunststoffolie abgedeckt. Die Folie wurde durch Bretter und Wasserkanister beschwert, welche auch schon den oben erwähnten Zweck der Beschwerung der Bewehrungskörbe haben.



Abbildung 4.9.: Abdeckung mit einer dampfdichten Kunststoffolie

4.3.5. Betonieren der zweiten Wandplatte - Normalbeton

Vier Tage nach dem Betonieren der UHPC-Wandplatte wurde die Wandplatte aus Normalbeton betoniert. Dazu mussten die drei Prototypen als erstes aus der Schalung gehoben werden, da diese Schalungen auch für das Betonieren der zweiten Wandplatte herangezogen wurden. Dafür wurden die Seitenflächen einfach von 30 mm auf 50 mm aufgestockt.

Die halbfertigen Prototypen wurden mithilfe eines Kettengehänges hochgehoben und vorsichtig auf dem Boden zwischengelagert. Danach wurden die drei Probekörper gewendet, damit sie in der richtigen Position für das Verheben in den Normalbeton sind. Für das Anheben und Umdrehen kamen die Montagebügel, mit dem die beiden Bewehrungsmatten verbunden wurden, zum Einsatz. Vor allem bei der Wand in welcher die Glasfaserstäbe verlegt wurden, musste man besonders vorsichtig vorgehen, da hier während der Herstellung kein kraftschlüssiger Verbund der Montagebügel mit dem Bewehrungsnetz in Form einer Schweißung möglich war.

4. Produktionsablauf

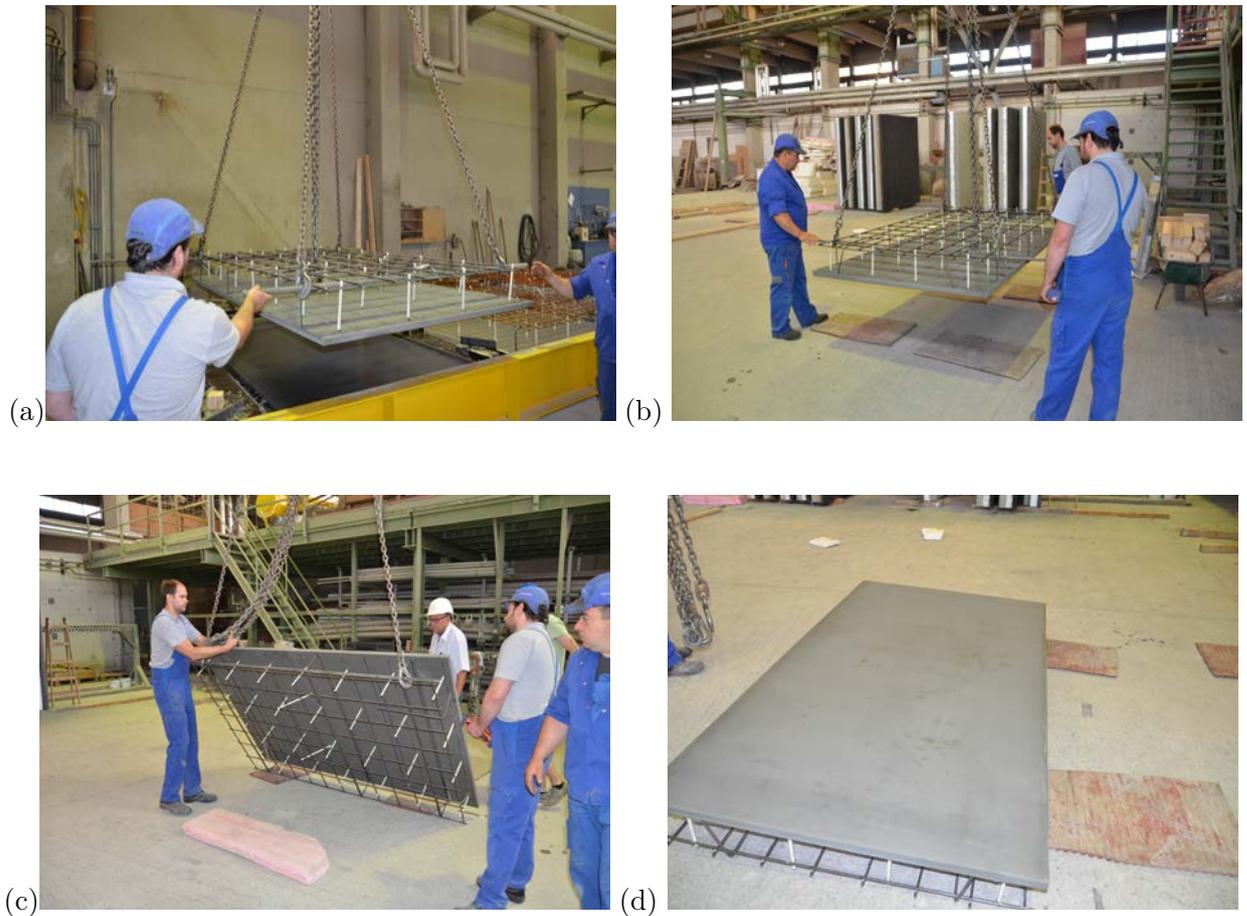


Abbildung 4.10.: Anheben (a, b) und Umdrehen der Prototypen (b, c)

Nachdem alle drei Prototypen aus der Schalungskonstruktion herausgehoben und umgedreht worden waren, wurden die einzelnen Schalungskörper gereinigt und auf 50mm aufgestockt. Danach wurden sie wieder mit einem speziellen Trennmittel behandelt. Somit war alles bereit um die zweite Wandplatte aus Normalbeton zu betonieren. Dafür wurden die drei Schalungskörper wieder nebeneinander gereiht und so positioniert, dass man sie nacheinander betonieren konnte.

Wie auf den unten angeführten Bildern (Abbildung 4.11) zu sehen, wurden gleich nach dem Betonieren die Bewehrungskörbe samt der schon betonierten Wandplatte aus UHPC in die noch frische Normalbetonschicht eingesetzt.

Nachdem alle drei Prototypen betoniert und die Bewehrungskörbe samt Wandplatte aus UHPC eingesetzt wurden, wurden die drei Probekörper auf einen Rütteltisch gelegt, um den Beton zu verdichten bzw. gleichmäßig zu verteilen.

4. Produktionsablauf



Abbildung 4.11.: Betonieren der zweiten Wandplatten aus Normalbeton und Einsetzen der Bewehrungskörbe (a-h)

Teil III.
Versuche

5. Versuchsdurchführung

5.1. Allgemeines

Um das Tragverhalten und die Funktionsfähigkeit dieser neu entwickelten Doppelwände genauer untersuchen zu können, wurden im Fertigteilwerk der Firma Oberndorfer Versuche durchgeführt. Dabei stellt das Verfüllen der Doppelwände den maßgebenden Belastungszustand dar. Somit wurden die drei Prototypen nach der Herstellung verfüllt. Zum Schutz vor auslaufendem Beton wurden drei ca. 50 cm hohe Platten rechtwinkelig zusammengeschaubt und vor dem jeweiligen Prototyp angemacht. Zum weiteren Schutz des Bodens, wurde der Bereich noch mit einer Schutz/- Abdeckfolie ausgelegt.

Um die Verformungen während des Füllvorganges der Doppelwände messen zu können, wurden an der Rückseite elektronische Drucksensoren und an der Vorderseite ein photogrammetrisches Messsystem (ARAMIS) angebracht (siehe Abbildung 5.5). Das Funktionsprinzip der einzelnen Messsysteme kann in Kapitel 5.2 nachgelesen werden.

Um die Prototypen an die Grenzen ihrer Belastbarkeit zu bringen, wurden sie in möglichst kurzer Zeit mit einem sehr fließfähigen Beton verfüllt. Das Füllen dauerte ca. fünf Minuten und verlief ohne große Probleme. Die Ergebnisse der Messungen können Kapitel 6 entnommen werden.

5.2. Messtechnik

Die durchgeführten Versuche wurden auf vier verschiedenen Arten dokumentiert:

1. Messung des Betonierdruckes mit vier Drucksensoren
2. Photogrammetrische Messung mit der Software Aramis
3. Händische Aufzeichnungen (visuelle Beobachtung)
4. Fotos (Ablauf der Versuche und Rissbilder)

5.2.1. System zur Messung des Betonierdruckes

Zum Messen des Betonierdruckes, welcher während des Verfüllens der Prototypen entsteht, wurden elektronische Drucktransmitter der Firma Baumer verwendet. Dabei wurde der Typ *PBMN flush* verwendet. Hierbei handelt es sich um einen Drucksensor aus Edelstahl mit einer frontbündigen Druckmembran (Abbildung 5.1)

Diese Art der Druckanschlüsse kommen meist dann zum Einsatz, wenn der Druckkanal eines normalen Drucksensors während des Einsatzes verstopft oder beschädigt werden kann. Diese Probleme können z.B. bei viskosen, kristallinen, aggressiven oder haftenden Materialien auftreten. Weiters stellt die frontbündige Membran sicher, dass im Prozess keine Rückstände des zu messenden Mediums im Produktanschluss zurückbleiben.

Der gewählte Sensor deckt Messbereiche von 0,00 bis 1,00 bar ab und ist aktiv temperaturkompensiert. Ein weiterer Vorteil dieses Drucksensors ist, dass er widerstandsfähig gegenüber Vibrationen, Schocks und Stöße ist.

5. Versuchsdurchführung



Abbildung 5.1.: PBMN flush

Einbau der Drucktransmitter in die Versuchswand:



Abbildung 5.2.: Ablauf des Einbaus der Drucktransmitter

5. Versuchsdurchführung

1. Um die vier Drucktransmitter in die 50 mm dicke Wand aus Normalbeton einbauen zu können, wurden als erstes vier Kernbohrungen, mit einem Durchmesser von 57 mm, durchgeführt (Abbildung 5.2a).
Die Abstände der einzelnen Bohrlöcher vom Rand des Versuchskörpers und zueinander, können der Abbildung 5.5 entnommen werden.
2. Danach wurden die Transmitter, zum Schutz vor Verunreinigungen, vorsichtig in eine Frischhaltefolie eingewickelt. Dabei musste darauf geachtet werden, dass man nicht an der frontbündigen Membran anstoßt, da diese dann eventuell verunreinigt wird und falsche Messungen abgibt. Anschließend wurden sie in vorgefertigte runde Holzstücke, zur besseren Fixierung, eingesetzt. Der vordere Holzring wurde mithilfe einer Heißklebepistole im Bohrloch angebracht (Abbildung 5.2b).
3. Im Anschluss wurden die Drucktransmitter inklusive der Holzstücke in die Bohrlöcher eingesetzt und mit Hilfe eines Schlagankers an die 50 mm dicke Versuchswand fixiert. Damit die Transmitter gerade sind und einen richtigen Halt in der Betonwand haben, wurde mit Abstandhaltern gearbeitet (Abbildung 5.2c).
4. Nachdem die vier Sensoren in der Wand eingebaut waren, wurden sie verkabelt und an den Computer angeschlossen, um den Betonierdruck an den unterschiedlichen Höhen messen zu können (Abbildung 5.2d).

5.2.2. System zum Messen von Deformationen

Die GOM - “Gesellschaft für optische Messtechnik” - entwickelt, produziert und vertreibt Messsysteme für eine dreidimensionale Koordinatenmessung und Deformationsmessung von Bauteilen. Die Messsysteme basieren auf einer digitalen Bildverarbeitung.

Im Zuge der Versuche dieser Diplomarbeit wurde das Messsystem “ARAMIS - 3D-Bewegungs- und -Verformungssensor” verwendet. Dieses System misst Bauteile und Proben materialunabhängig und berührungslos nach dem Konzept der digitalen Bildkorrelation. Hierbei liefert Aramis eine stabile Lösung für punktuelle und flächenhafte Analysen von Proben.

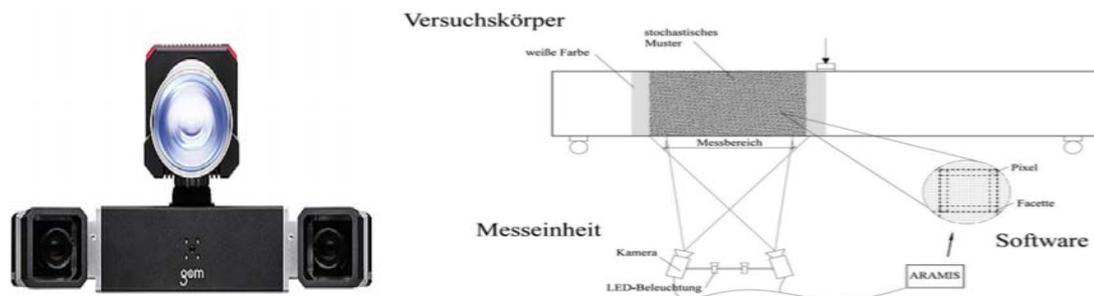


Abbildung 5.3.: ARAMIS - 3D-Bewegungs- und -Verformungssensor [36]

5. Versuchsdurchführung

Mit Hilfe des Systems Aramis können die entstehenden Verformungen während des Verfüllens der Doppelwand genau erfasst werden. Das System besteht aus einer Messeinheit (bestehend aus zwei Kameras mit einer Auflösung von 4 Megapixel und einer LED-Beleuchtung), sowie einer dazugehörigen Software. Weiters arbeitet es berührungslos. Nach erfolgter Kalibrierung können die Verformungen im dreidimensionalen Raum gemessen werden.

Damit die Prototypen erfasst werden konnten, mussten diese ein natürliches, stochastisches Muster mit genügend Kontrast auf ihrer Oberfläche aufweisen. Hierfür wurde mit einer Bürste und schwarzer Farbe ein Muster auf die Prototypen gesprenkelt (siehe Abbildung 5.4 (li.)).



Abbildung 5.4.: gesprenkelte Oberfläche der Prototypen (li.) und Schutzvorrichtung (re.)

Anschließend wurde eine Schutzvorrichtung gebaut, welche den im Notfall auslaufenden Füllbeton aufhalten sollte, um den Boden und das Messsystem vor Verunreinigungen zu schützen. Es wurden dazu drei ca. 50 cm hohe Platten rechtwinkelig zusammengeschraubt und vor dem jeweiligen Prototyp angemacht. Zum weiteren Schutz des Bodens, wurde der Bereich noch mit einer Schutz-/Abdeckfolie ausgelegt. Nachteilig ist zu erwähnen, dass das Messsystem Aramis die Verformungen somit nicht bis zur Unterkante der Doppelwand messen konnte (siehe Abbildung 5.4).

Die beiden Kameras arbeiten synchron und nehmen bei jedem Messvorgang zwei Bilder aus jeweils einem anderen Kamerawinkel auf. Aus diesen beiden Aufnahmen erstellt die Software danach ein dreidimensionales Bild in Form von Pixeln, die dann zu überlappenden Facetten zusammengefasst werden. Beim nächsten Messvorgang wird dann die jeweilige Facette in einem neu generierten Bild wieder gesucht und so eine Relativverschiebung errechnet (Abbildung 5.3). Je größer diese Facetten sind, desto genauer sind die Messungen. Die Größe der Facetten darf jedoch auch nicht zu groß werden, da sonst lokal auftretende Verformungen nicht erfasst werden können.

5.3. Instrumentalisierung mit Messtechnik

Während des Verfüllens der Doppelwände wurden folgende Messsysteme verwendet:

- PBMN flush - Drucksensoren zum Messen des Betonierdruckes
- ARAMIS - 3D Bewegungs- und Verformungssensor zum Messen von Deformationen

Wie man in Abbildung 5.5 sehen kann, wurden die vier Drucksensoren auf der Hinterseite der Doppelwand, also in der Wand aus Normalbeton, angebracht. Das Aramis Messsystem wurde vor der Vorderseite, also der Wand aus UHPC, aufgebaut um dort die auftretenden Deformationen während des Verfüllens der Doppelwand aufzuzeichnen.

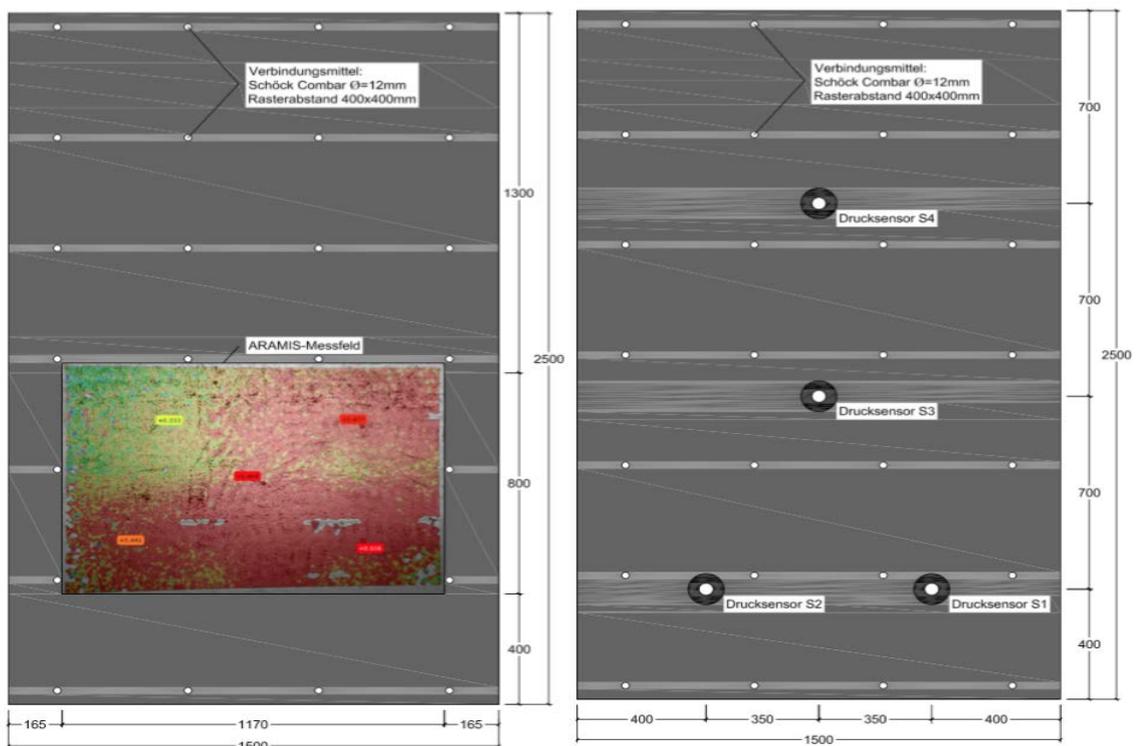


Abbildung 5.5.: Vorderseite der Doppelwand: Aramis Messfeld (li.) und Hinterseite der Doppelwand: Abstände der einzelnen Drucktransmitter (re.)

5.4. Verfüllen der Doppelwandelemente

Nachdem bei den drei Prototypen die beiden Wandplatten aus UHPC und Normalbeton fertiggestellt waren, wurden sie ca. zwei Monate danach verfüllt.

Dafür wurden zuerst wie oben beschrieben die einzelnen Messsysteme eingebaut bzw. aufgebaut (Abbildung 5.6 (a-d)). Danach wurde eine 50 cm hohe Schutzvorrichtung auf der Vorderseite der Prototypen hergestellt, um einen eventuell auslaufenden Füllbeton während des Verfüllens aufzuhalten und somit große Verunreinigungen zu vermeiden. Zusätzlich wurde der Bereich unter und rund um die Prototypen mit einer Schutzfolie ausgelegt.

Für die photogrammetrische Messung wurde auf die Vorderseite der Prototypen, mit einer Bürste und schwarzer Farbe, ein stochastisches Muster auf die Wand gesprenkelt (Abbildung 5.6 (c)). Um eventuelle Einflüsse auf die Ergebnisse zu vermeiden wurden zudem die Verhebe- und Montagebügel durchtrennt.



Abbildung 5.6.: Vorbereitungen zum Verfüllen der Prototypen

5. Versuchsdurchführung

Nach den Vorbereitungen zum Verfüllen der Prototypen, wurden sie einzeln mit dem schon vorbereiteten Füllbeton aufgefüllt. Dies geschah binnen kurzer Zeit mit einer hohen Steiggeschwindigkeit. Als Füllbeton wurde laut Konformitätsprüfung ein Beton mit der Konsistenzklasse F6 verwendet, was bedeutet, dass dieser sehr fließfähig ist.



Abbildung 5.7.: Verfüllen der Doppelwände

6. Auswertung

6.1. Visuelle Beobachtung

Während des Verfüllens konnte man bei allen drei Prototypen erkennen, dass sich binnen kurzer Zeit merklich Schwindrisse durch Wasseraustritt abzeichneten. Kurz bevor die volle Betonierhöhe erreicht wurde, entstand bei zwei von drei Prototypen ein Biegeriss in einer Höhe von 25 cm, direkt zwischen den Verbindungsmitteln (siehe Abbildung 6.1). Dies entspricht dem Bereich der maximalen Feldbeanspruchung. Vor allem bei Prototyp 3 sind große Verformungen aufgrund der geringen Steifigkeit der GFK-Bewehrung zu erkennen (siehe Abbildung 6.1).

Ursachen für solche Risse können zum Beispiel sein, wenn die durch Eigenspannungen, Zwang und äußerer Belastung hervorgerufenen Zugspannungen die zulässige Zugfestigkeit des Betons erreichen oder die hervorgerufene Dehnung die Zugbruchdehnung überschreitet. Biegerisse beginnen ganz außen am Rand der Zugzone und enden im Bereich der Dehnungsnulllinie (Nullzone). Im Fall dieser drei Prototypen ist die äußere Belastung der Füllbeton und der somit vorhandene Betondruck in der Doppelwand.



Abbildung 6.1.: Schwind- und Biegerisse (li.), Verformung Prototyp 3 (re.)

6.2. Betondruckmessungen

6.2.1. Allgemeines

Die Messung des Betonierdrucks verlief kontinuierlich bis zum völligen Abfall des Betonierdrucks.

In den unten angeführten Grafiken 6.2, 6.4 und 6.6 sind die Betondruckmessungen der vier Drucksensoren an den Hinterseiten der Prototypen 1-3 über den gesamten Messzeitraum bis zum völligen Abfall des Betonierdrucks dargestellt. Sehr auffällig am Verlauf des Betonierdrucks ist, dass es zu einer sehr raschen Abnahme des Frischbetondrucks kurz nach dem Füllvorgang gekommen ist. Der Hauptgrund für diese sehr schnelle Belastungsabnahme könnte die starke Wasseraufnahme der beiden Wandelemente sein, wodurch dem Frischbeton Wasser entzogen wird. Das dabei übrig bleibende Kerngerüst an der Grenzfläche übt keinen Druck auf die einzelnen Sensoren aus.

In den Abbildung 6.3, 6.5 und 6.7 sind die Betondruckmessungen zu den Zeitpunkten (a) Maximum, (b) Abfallend, (c) Übergang oben-unten und (d) jeweils ein Zeitpunkt kurz vor Ende der Messung dargestellt. Diese Zeitpunkte wurden so gewählt, dass man den Verlauf des Betonierdrucks genau verfolgen kann.

6. Auswertung

6.2.2. Prototyp 1

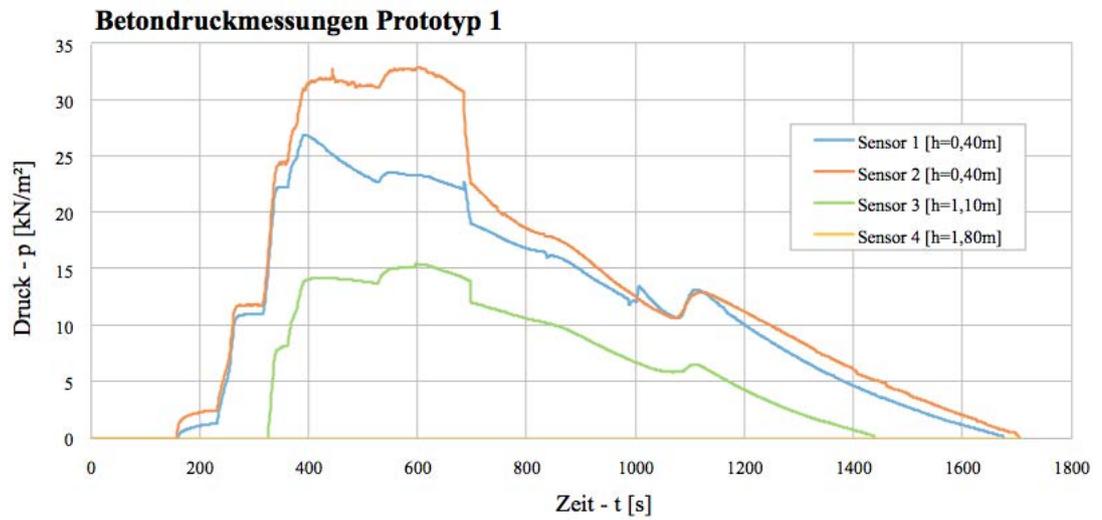


Abbildung 6.2.: Betondruckmessungen Prototyp 1

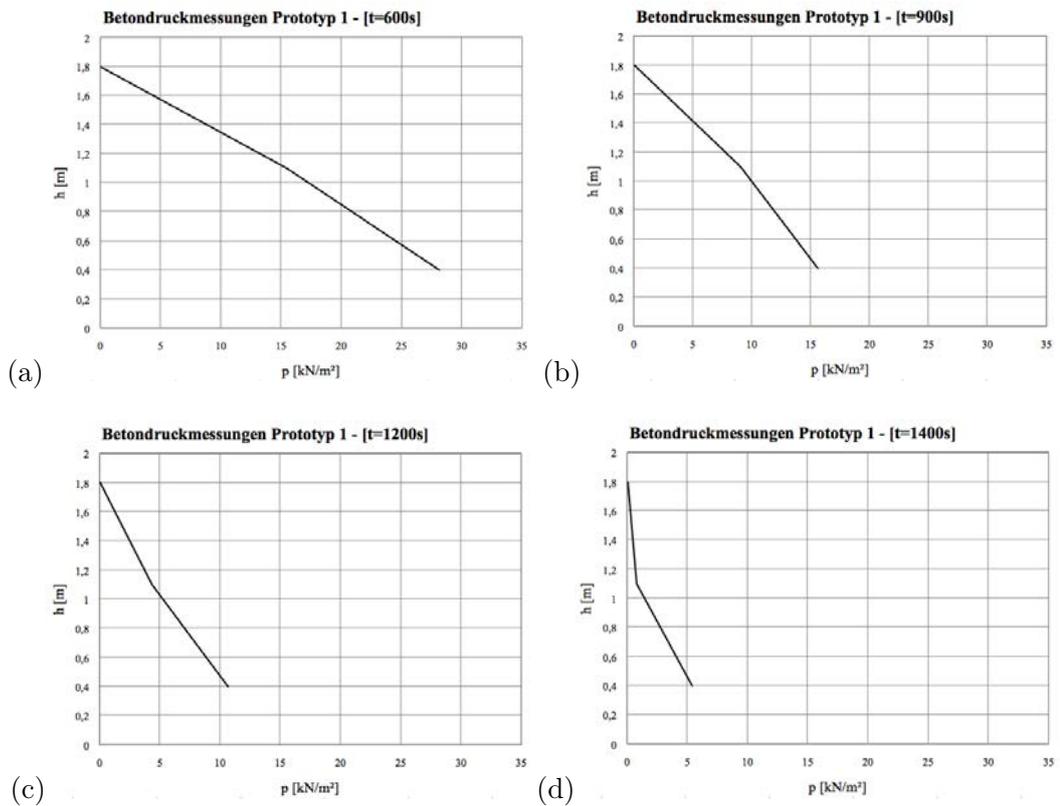


Abbildung 6.3.: Betondruckmessung Prototyp 1 - t=600s/t=900s/t=1200s/t=1400s

6. Auswertung

6.2.3. Prototyp 2

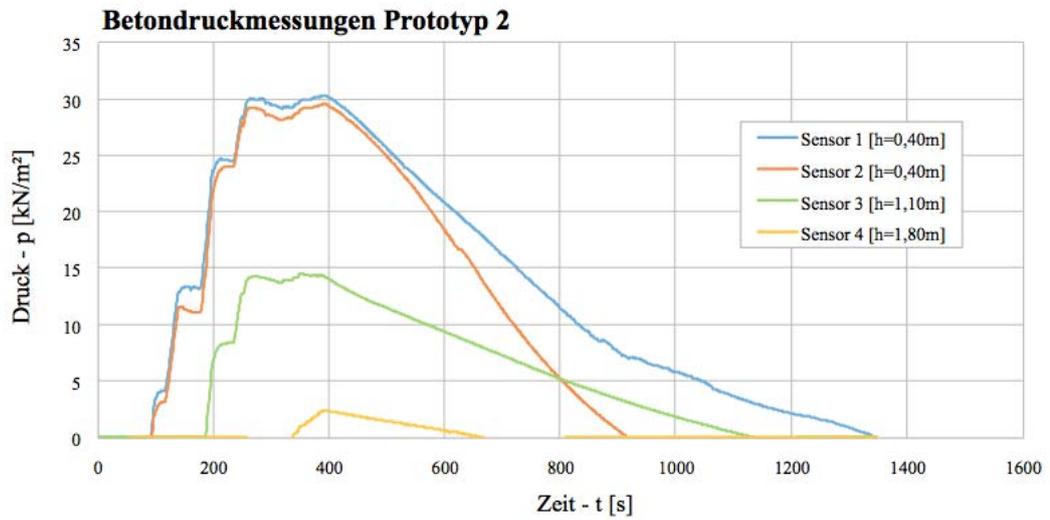


Abbildung 6.4.: Betondruckmessungen Prototyp 2

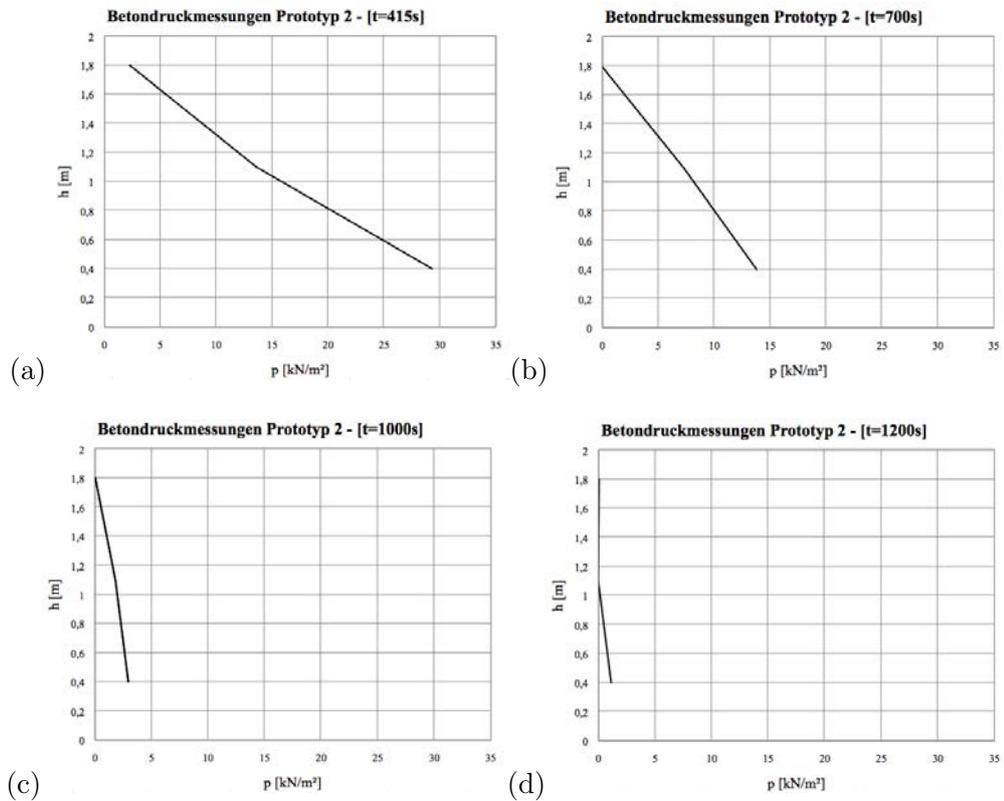


Abbildung 6.5.: Betondruckmessung Prototyp 2 - t=415s/t=700s/t=1000s/t=1200s

6. Auswertung

6.2.4. Prototyp 3

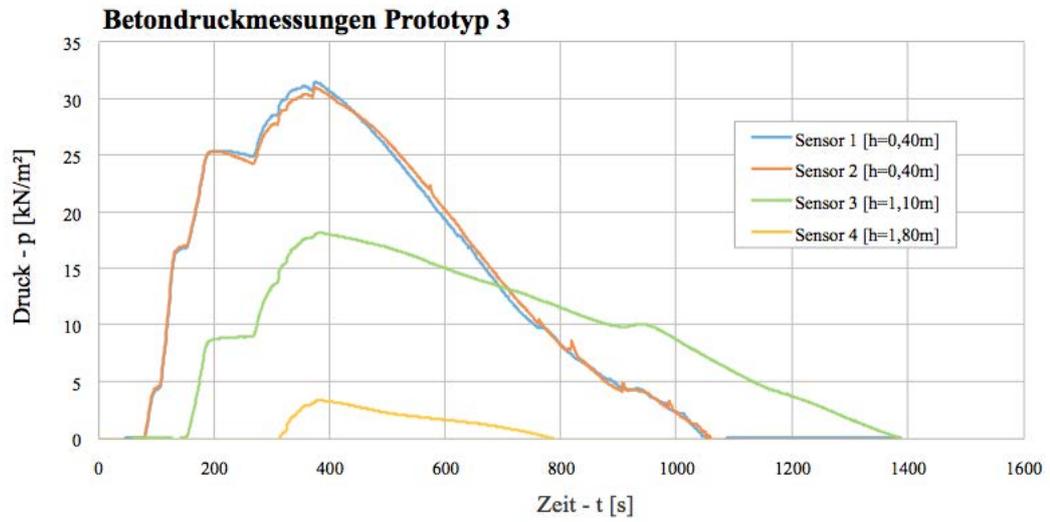


Abbildung 6.6.: Betondruckmessungen Prototyp 3

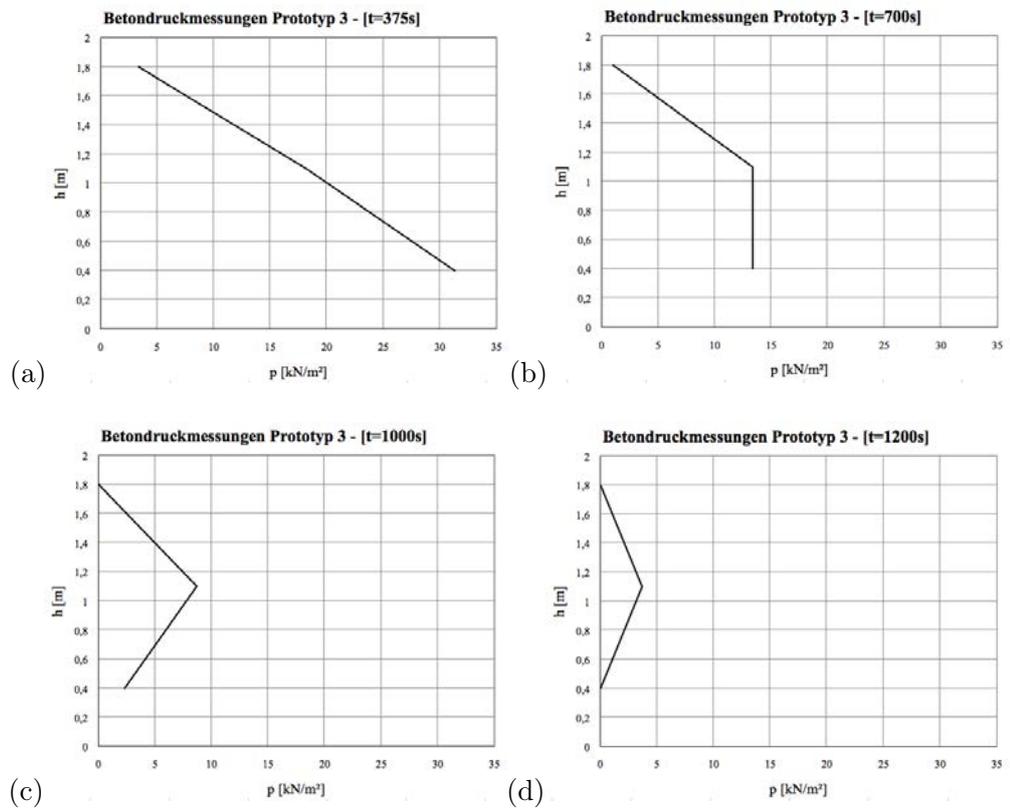


Abbildung 6.7.: Betondruckmessung Prototyp 3 - t=375s/t=700s/t=1000s/t=1200s

6.3. Photogrammetrische Messung

6.3.1. Allgemeines

Wie schon in Kapitel 5.4 beschrieben, wurden für die photogrammetrischen Messungen das System Aramis der Gesellschaft für optische Messtechnik (GOM) verwendet. Nach dem Aufbringen des stochastischen Musters (Abbildung 5.5) und der Kalibrierung konnten die Messungen mit Hilfe der zwei Kameras und der dazugehörigen Software aufgezeichnet werden. Die beiden Kameras arbeiten synchron und nehmen jeweils Bilder aus unterschiedlichen Winkeln auf, um jeden Verformung genau aufzeichnen zu können. Zum Schutz vor ausfließendem Beton wurde eine 50 cm hohe Schutzvorrichtung an der Vorderseite der Doppelwand angebracht. Somit konnte der Biegeriss, welcher sich in einer Höhe von 25 cm ausbildete, nicht in die Messung mit einbezogen werden. Aufgrund dieses Biegerisses kam es aber mitunter zu beträchtlichen Starrkörperrotationen, die im Folgenden gezeigt werden.

In den unten angeführten Grafik 6.8 sind die Deformationen zwischen den einzelnen Verbindungsmitteln innerhalb des photogrammetrischen Messbereiches vor der Biegerissbildung zu erkennen. In Abbildung 6.8 links ist die Deformation zu Beginn der Füllvorgangs zu sehen. Der gesamte Messbereich befindet sich dabei noch im blauen/grünen Bereich, was bedeutet, dass die Verformungen (0,146 mm - 0,280 mm) noch sehr gering ausfallen. Abbildung 6.8 rechts wurde dann zu einem späteren Zeitpunkt aufgenommen, daher kann man hier erkennen das sich der Messbereich nun schon im roten Bereich befindet. Die Verformungen fallen dabei schon viel höher aus, 0,333 mm bis 0,516 mm. Bei dieser Abbildung ist schon sehr gut zu erkennen, dass sich die maximalen Durchbiegungen und somit die maximalen Feldbelastungen in Feldmitte, also zwischen den Stützstellen (Verbindungsmittel aus GFK), ergaben. An den Stützstellen selbst wurden geringe bis keine Beschädigungen (blaue/grüne Bereiche) festgestellt. Diese Art der Verformung konnte bei allen drei Prototypen beobachtet werden.

In Abbildung 6.9 ist die Starrkörperverschiebung nach der Biegerissbildung sehr gut zu erkennen. Der Biegeriss entstand, wie schon oben erwähnt, in einer Höhe von 25 cm vom Wandfuß. Somit hat sich der untere Messbereich rot gefärbt und der obere Teil bleibt im grünen Bereich. Dies bedeutet, dass man im unteren Bereich Verformungen von bis zu 1,005 mm hat, wobei sich die Verformungen im oberen Teil des Messfeldes in einem Bereich von 0,753 mm bis 0,765 mm bewegen.

6. Auswertung

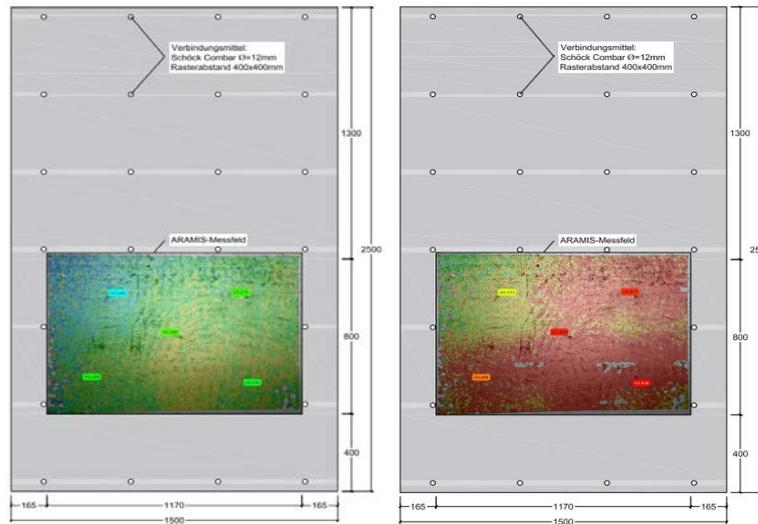


Abbildung 6.8.: ARAMIS-Messfeld: Deformation zwischen den Verbindungsmitteln vor der Biege-
rissbildung

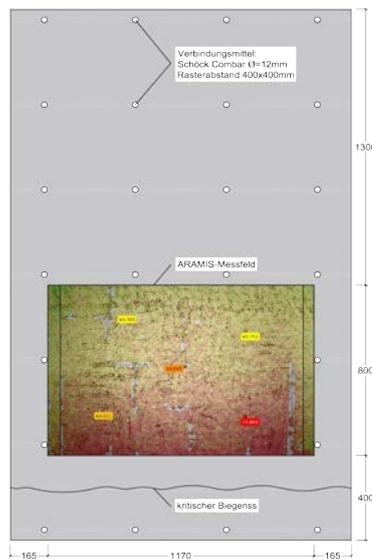


Abbildung 6.9.: ARAMIS-Messfeld: Starrkörperverschiebung nach der Biegerissbildung

6.4. Nachrechnung

Mit Hilfe der Gurtstreifenmethode lt. ÖNORM EN 1992-1-1, Anhang I [6], wurden die einwirkenden Momente ermittelt. Als Belastung wurde der maximal gemessene Frischbetondruck aus den Versuchen herangezogen (siehe Kapitel 6.2).

Betonierdruck:

$$p_k = 32,0 \text{ kN/m}^2 \text{ (gemessener Frischbetondruck aus den Versuchen)}$$

Erforderlicher Nachweis:

$$M_R = M \geq M_S$$

$$M_R = M \geq M_F$$

→ Das Feldmoment ist das maßgebende Moment, da in diesem Bereich keine Zugbewehrung vorhanden ist.

Einwirkung:

$$p_k = 32,0 \text{ kN/m}^2 \rightarrow p_d = p_k * 1,00 = 32,0 * 1,00 = 32,0 \text{ kN/m}^2$$

Es wurde mit einem rechteckigen Kraftverlauf gerechnet, die Berechnung ist somit auf der sicheren Seite.

$$l_x = l_y = 40 \text{ cm (Rasterabstand der Verbindungsmittel, siehe Abbildung 3.12)}$$

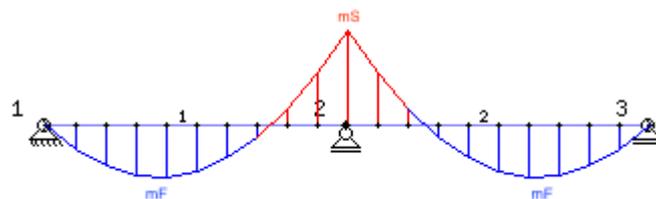


Abbildung 6.10.: Momentenlinie: Feldbereich (blau) und Stützbereich (rot)

Stützbereich:

$$m_S = -\frac{p_k \cdot l_x^2}{12} \rightarrow m_S = -\frac{32,0 \cdot 0,40^2}{12} = -0,43 \text{ kNm}$$

$$M_S = -\frac{p_k \cdot l_x^2}{12} * l_y \rightarrow M_S = -\frac{32,0 \cdot 0,40^2}{12} * 0,40 = -0,172 \text{ kNm} \triangleq -17,20 \text{ kNcm}$$

6. Auswertung

Feldbereich:

$$m_F = \frac{p_k * l_x^2}{24} \rightarrow m_F = \frac{32,0 * 0,40^2}{24} = 0,21 \text{ kN}$$

$$M_F = \frac{p_k * l_x^2}{24} * l_y \rightarrow M_F = \frac{32,0 * 0,40^2}{24} * 0,40 = 0,085 \text{ kNm} \triangleq 8,50 \text{ kNcm}$$

	Stützbereich	Feldbereich
Gurtstreifen	$0,7 * \frac{-p_k * l_x^2}{12} * 2 \triangleq -\frac{7}{60} * p_k * l_x^2$	$0,6 * \frac{p_k * l_x^2}{24} * 2 \triangleq \frac{1}{20} * p_k * l_x^2$
Feldstreifen	$0,3 * \frac{-p_k * l_x^2}{12} * 2 \triangleq -\frac{1}{20} * p_k * l_x^2$	$0,4 * \frac{p_k * l_x^2}{24} * 2 \triangleq \frac{1}{30} * p_k * l_x^2$

Tabelle 6.1.: Aufteilung der Momente auf Gurt- und Feldstreifen lt. ÖNORM EN 1992-1-1, Anhang I [6]

Stützenbereich:

$$m_{S,Gurt} = 0,7 * \frac{-p_k * l_x^2}{12} * 2 \triangleq -\frac{7}{60} * p_k * l_x^2 \rightarrow m_{S,Gurt} = -\frac{7}{60} * 32,00 * 0,40^2 = -0,60 \text{ kNm/m}$$

$$m_{S,Feld} = 0,3 * \frac{-p_k * l_x^2}{12} * 2 \triangleq -\frac{1}{20} * p_k * l_x^2 \rightarrow m_{S,Feld} = -\frac{1}{20} * 32,00 * 0,40^2 = -0,26 \text{ kNm/m}$$

Feldbereich:

$$m_{F,Gurt} = 0,6 * \frac{p_k * l_x^2}{24} * 2 \triangleq \frac{1}{20} * p_k * l_x^2 \rightarrow m_{F,Gurt} = \frac{1}{20} * 32,00 * 0,40^2 = 0,26 \text{ kNm/m}$$

$$m_{F,Feld} = 0,4 * \frac{p_k * l_x^2}{24} * 2 \triangleq \frac{1}{30} * p_k * l_x^2 \rightarrow m_{F,Feld} = \frac{1}{30} * 32,00 * 0,40^2 = 0,17 \text{ kNm/m}$$

Widerstand:

Der kritische Bereich befindet sich in Feldmitte (keine Zugbewehrung vorhanden). Der Widerstand ist demnach gleich dem Rissmoment.

$$M_R = M_{Cr}$$

$$\sigma = \frac{M}{W} \rightarrow M = \sigma * W$$

$$W = \frac{b * h^2}{6} = \frac{100 * 3^2}{6} = 1,50 \text{ cm}^3/\text{m}$$

$$\sigma = 10,1 \text{ N/mm}^2 = 1,01 \text{ kN/cm}^2 \text{ (siehe Tabelle 3.7)}$$

$$M = \sigma * W = 1,01 * 1,50 = 1,52 \text{ kNm}$$

6. Auswertung

Nachweis:

$$M_R = M_{Cr} \geq M_F \rightarrow 1,52 \geq 0,26 \checkmark$$

Wenn man nun das einwirkende Moment mit dem Rissmoment vergleicht, kann man eine deutlichen Abweichung erkennen. Diese Abweichung lässt sich möglicherweise durch die eingelegte Bewehrung, welche die Schwindverformungen behindert erklären. Dadurch wird in der Wand ein Eigenspannungszustand hervorgerufen, wodurch Zugspannungen im Beton entstehen, welche bei einer Überlagerung mit den Zugspannungen aus der Belastung eine frühzeitige Rissbildung hervorrufen. Dieser Effekt wird noch durch die minimale Wanddicke von 30 mm verstärkt.

6.5. Fazit aus den Versuchen

Die Messung des Betonierdrucks verlief kontinuierlich bis zum völligen Abfall des Betonierdrucks. Bei der Auswertung der Betondruckmessungen konnte man erkennen, dass der Frischbetondruck viel geringer ist als der hydrostatische Druck. Der Maximalfrischbetondruck wurde bei ca. 32 kN/m^2 gemessen. Wenn man nun eine Frischbetonrohddichte von 24 kN/m^3 annimmt, entspricht der gemessene Druckzustand auf einer Höhe von 2,1m ca. 60% des hydrostatischen Druckzustandes ($24 * 2,1 = 50,4 \text{ kN/m}^2$). Sehr auffällig am Verlauf des Betonierdrucks war, dass es zu einer sehr raschen Abnahme des Frischbetondrucks (ca. 20 Minuten) kurz nach dem Füllvorgang gekommen ist. Der Hauptgrund für diese sehr schnelle Belastungsabnahme könnte die starke Wasseraufnahme der beiden Wandelemente sein, wodurch dem Frischbeton Wasser entzogen wird.

Weiters konnte man erkennen, dass nach einiger Zeit entlang der entstandenen Schwindrisse Wasser austrat. Kurz vor dem völligen Verfüllen der Doppelwand entstand in einer Höhe von ca. 25 cm vom unteren Rand ein Biegeriss. Im Bereich der maximalen Feldbeanspruchung (zwischen den beiden untersten Bewehrungsreihen). Gründe für die Entstehung eines Biegerisses, könnten Eigenspannungszustände sein, welche bei der Überlagerung mit den Zugspannungen aus der Belastung, obwohl rechnerisch das Rissmoment noch nicht erreicht ist, die Rissbildung begünstigen

Wenn man sich die photogrammetrischen Auswertungen ansieht, kann man erkennen, dass sich die maximalen Durchbiegungen und somit die maximalen Feldbelastungen bei allen drei Prototypen in Feldmitte, also zwischen den Stützstellen (Verbindungsmittel aus GFK), ergaben. An den Stützstellen selbst wurden keine Beschädigungen festgestellt.

Wie man in Abbildung 6.1 erkennen kann wurden die Vorderseiten der Prototypen für die Messung bis zum unteren Ende der Wände mit schwarzer Farbe angesprenkelt. Jedoch wurde anschließend eine Schutzvorrichtung gebaut, welche den im Notfall auslaufenden Füllbeton aufhalten sollte, um den Boden vor Verunreinigungen zu schützen. Somit konnte das Messsystem Aramis die Verformungen nicht bis zur Unterkante der Doppelwand messen (siehe Abbildung 5.4) wodurch auch der Biegeriss, welcher in einer Höhe von ca. 25 cm entstanden, nicht gemessen werden konnten. In Abbildung 6.8 links kann man die Deformation zu Beginn der Füllvorgangs und vor der Entstehung des Biegerisses erkennen. Dabei befindet sich der gesammte Messbereich noch im blauen/grünen Bereich. Die Verformungen fielen dabei noch sehr gering aus, 0,146 mm bis 0,280 mm. In Abbildung 6.8 rechts sind die Verformungen zu einem späteren Zeitpunkt aufgenommen worden,. Hier kann man deutlich erkennen, dass sich der Messbereich nun schon im roten Bereich befindet. Die Verformungen fallen dabei schon viel höher aus, 0,333 mm bis 0,516 mm.

In Abbildung 6.9 ist hingegen die Starrkörperverschiebung nach der Entstehung des Biegerissbildung sehr gut zu sehen. Der Biegeriss entstand, wie schon oben erwähnt, in einer Höhe von 25 cm vom Wandfuß. Der untere Messbereich hat sich rot gefärbt und der obere Teil bleibt im grünen Bereich. Dies bedeutet, dass man im unteren Bereich Verformungen von bis zu 1,005 mm hat, wobei sich die Verformungen im oberen Teil des Messfeldes in einem Bereich von 0,753 mm bis 0,765 mm bewegen.

Trotz der Schutzvorrichtung lieferten die Messungen befriedigende Ergebnisse, welche das Verhalten der Doppelwände beim Verfüllen mit Frischbeton darstellen.

6.6. Diskussion

6.6.1. Schwindproblematik

Die Doppelwandelemente aus UHPC weisen gute Oberflächenqualitäten auf. Der UHPC ist sehr glatt, jedoch bildeten sich feine Schwindrisse beim Aushärten welche im Laufe des Verfüllens der Doppelwände durch Wasserzutritt ersichtlich wurden. Grund dafür könnten die behinderten Schwindverformungen durch die eingelegte Bewehrung sein, welche einen Eigenspannungszustand in der Wand erzeugen.

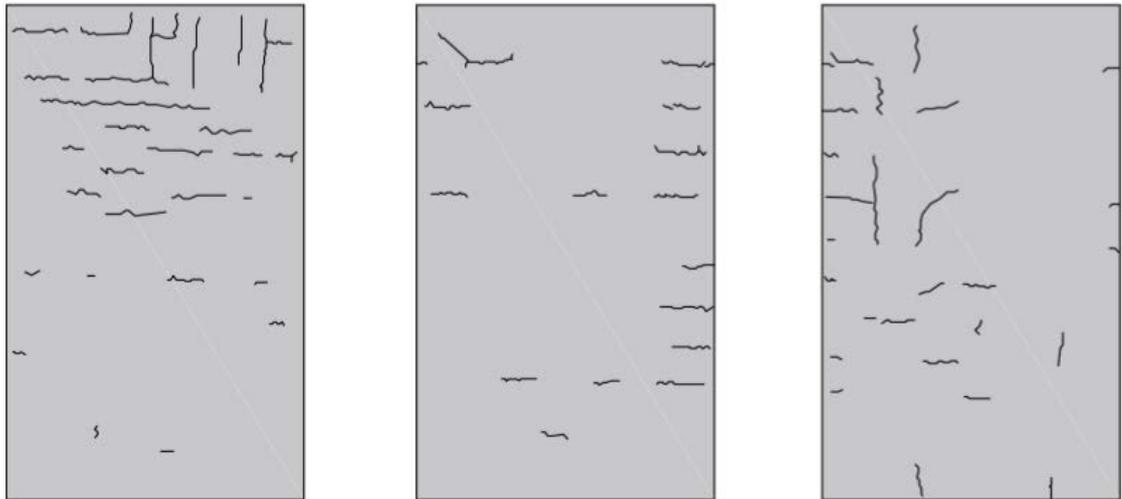


Abbildung 6.11.: Schwindrissverteilung aufgrund von Eigenspannungen PT1 (li.), PT2 (mi.) und PT3 (re.)

Die Schwindproblematik ist hier umso ausgeprägter, da in die sehr dünnen Wandplatten verhältnismäßig sehr große Bewehrungsgrade verlegt wurden. Prinzipiell ist dabei ein direkter Zusammenhang zwischen der verlegten Bewehrung, dem Bewehrungsdurchmesser und der Steifigkeit mit der Rissbildung zuerkennen. Wenn man nun die drei Prototypen und die darin verlegte Bewehrung (siehe 4.1) miteinander vergleicht, kann man erkennen, dass bei Prototyp 1 die größte Schwindrissbildung zu erkennen ist. In Prototyp 1 ist ein Baustahlgitter mit einer Querschnittsfläche von $5,28 \text{ cm}^2/\text{m}$ verlegt, welche im Gegensatz zu der in Prototyp 2 verlegten Bewehrung mit einer Querschnittsfläche von $3,90 \text{ cm}^2/\text{m}$ viel größer ist, was auch die Rissbildung ausgeprägter macht. Wenn man nun Prototyp 3 betrachtet, in welchem eine Bewehrung mit der größten Querschnittsfläche ($5,65 \text{ cm}^2/\text{m}$) verlegt ist, sieht man jedoch, dass aufgrund der weichen Glasfaserbewehrung weniger Risse auftreten als bei den anderen beiden Typen.

Schwindrisse beeinträchtigen die Dauerhaftigkeit, was in diesem Fall sehr unerwünscht ist. Um solche Schwindrisse zu vermeiden, ist die Mischrezeptur dahingehend zu optimieren und eine verbesserte Nachbehandlung auszuführen. Diese Nachbehandlung kann z.B. durch eine entsprechende Wärmebehandlung im Fertigteilwerk, wo der Aushärtungsprozess beschleunigt wird, geschehen.

6. Auswertung

6.6.2. Montage- und Verhebevorgang

Ein weiteres Problem bzw. eine weitere Herausforderung ist, die Doppelwände zu verheben, ohne das an ihnen Schäden entstehen. Das wichtigste dabei ist, ein qualifiziertes Personal zu haben, welches darauf geschult ist solche Typen von Wänden korrekt zu verheben, transportieren und montieren. Im Regelfall gibt es dazu jedoch eine Verhebeanweisung, nach welcher solche Doppelwände behandelt werden müssen.



Abbildung 6.12.: Verhebevorgang (li.) und Verhebebügel (re.)

Teil IV.

Schlussfolgerung

7. Zusammenfassung

7.1. Fazit

Im Zuge dieser Arbeit konnte die Tauglichkeit dieser Doppelwandkonstruktion aus Ultrahochleistungsbeton (UHPC) nachgewiesen werden. Dazu wurden drei Prototypen mit Hilfe der Firma Oberndorfer hergestellt und getestet. Der dabei maßgebende Belastungsfall ist das Verfüllen der Doppelwände. Es ergaben sich jedoch während dieser Herstellung einige Fragestellungen, welche weitere Untersuchungen erfordern. Das größte Problem was sich ergab, war die bereits in Kapitel 6.6.1 erwähnte Schwindproblematik. Die Problematik dabei war, dass die Schwindverformungen aufgrund der eingelegten Bewehrung behindert wurden und es somit zu Eigenspannungen kam. Durch die Eigenspannungen entstanden Zugspannungen im Beton, welche durch Überlagerung mit den Zugspannungen aus dem Frischbetondruck zu Rissen (Schwindrissen) in der Betonstruktur führte. Diese entstandenen Schwindrisse beeinträchtigen die Dauerhaftigkeit, was in diesem Fall sehr unerwünscht ist. Um solche Schwindrisse in Zukunft zu vermeiden, ist die Mischrezeptur dahingehend zu optimieren und eine verbesserte Nachbehandlung auszuführen. Diese Nachbehandlung kann z.B. durch eine entsprechende Wärmebehandlung im Fertigteilwerk, wo der Aushärtungsprozess beschleunigt wird, geschehen.

Ein weiteres Problem was sich bei der Herstellung herauskristalisierte, war die Behinderung des Trockenschwindens. Grund dafür war das dichte Gefüge der Wandplatten aus Ultrahochleistungsbeton. Dieser Problematik kann durch Vornässen der Wandplatten, um die Saugfähigkeit des Betons zu reduzieren, entgegengewirkt werden.

Die weiteren Problemstellungen welche sich während der Entwicklung dieses Doppelwandsystems herauscharakterisierten, jedoch schon in vorhergehenden Untersuchungen gelöst werden konnten, betreffen die:

- Verbundfuge - der UHPC weist in seiner gehärteten Form eine sehr glatte Oberfläche auf, somit reduziert sich die übertragbare Scherkraft in der Grenzfläche zwischen dem Ortbeton und den UHPC-Platten auf ein Minimum. Die Lösung ist, ein Bewehrungsnetz kreuzweise in der Verbundfuge zu verlegen, wobei die Bewehrung in den Füllbeton ragt und somit einen Verbund der beiden Betonarten zu einem monolithischen Bauteil sicherstellt.
- Verbindung - bei der Herstellung solcher dünner Platten kann die notwendige Verankerungstiefe nicht gewährleistet werden. Die Lösung ist Stäbe aus nicht korrosiven Materialien, wie Glasfaserverstärktem Kunststoff, bis an die Außenseite der vorgefertigten Platten zu führen, um die notwendige Verankerungstiefe sicherzustellen.
- Herstellung - Hierbei ist es enorm wichtig, während der Herstellung die Toleranzen einzuhalten. Dazu wurde ein entsprechender Fertigungsprozess angewandt.

Durch die neue Konstruktionsmethode mit der Verwendung von Ultrahochleistungsbeton ist es möglich sehr filigrane und leichte Bauteile zu konstruieren. Die Dicke der Wandelemente des Doppelwandsystems kann somit auf bis zu 30 mm reduziert werden, was im Vergleich zu den herkömmlichen 50-70 mm einen enormen Fortschritt bedeutet. Diese Reduktion bringt nicht nur den

7. Zusammenfassung

Vorteil der Gewichtseinsparung in den Bauzuständen mit sich, sondern vermindert dadurch auch die Transpot- und Montagekosten.

Die Tragfähigkeit des Gesamtsystems konnte somit prinzipiell nachgewiesen werden.

7.2. Zukunftsperspektive

Durch die Herstellung und die experimentellen Untersuchungen der Doppelwände aus UHPC konnte nachgewiesen werden, dass das geplante Prinzip funktioniert. Somit wird es in Zukunft möglich sein, mit dieser neu entwickelten Technik Bauteile zu konstruieren, welche ein sehr geringes Eigen-, -Transport und -Montagegewicht aufweisen. Diese Eigenschaften sind vor allem für den Brückenbau von enormem Vorteil, da es hier bei großen Spannweiten auf ein geringes Eigengewicht während des Baus ankommt.

Weiters ist diese neu entwickelte Technik auch für den Hochbau von großen Vorteil. Da man mit den Fertigteilen eine geringere Wanddicke zustande bringen kann, würde das wiederum die Nutzfläche vergrößern. Diese zusätzliche Raumgewinnung wäre ein großer Vorteil für den zukünftigen Hochhausbau bzw. Wohnbau.

Ein Problem welches noch gelöst werden muss, ist das Auftreten der Schwindrisse, welche auch zum optischen Erscheinungsbild beitragen. Wenn diese Schwindrisse durch ein geeignetes Mischverhältnis und entsprechenden Nachbehandlungsmethoden vermieden werden können, dann können solche Doppelwandssysteme aus UHPC auch ohne weitere Oberflächenbehandlungen gleich nach der Herstellung verwendet werden.

Literaturverzeichnis

- [1] Mitterlehner, P. : *Untersuchungen zur Rauigkeit zwischen Doppelwandelementen aus UHPC und Füllbeton*, Technische Universität Wien, Diplomarbeit, 2015.
- [2] Hangweyrer, M. : *Untersuchungen zum Auszieh Widerstand von Verbindungsmitteln bei dünnen bewehrten UHPC-Platten*, Technische Universität Wien, Diplomarbeit, 2016.
- [3] Ernst & Sohn; Beton und Stahlbeton Juni 2017; Nr. 6, Seite 346-354, *Doppelwand aus Ultrahochleistungsbeton*; Preinstorfer Philipp; Kolleger Johann.
- [4] Preinstorfer, Philipp ; Kromoser, Benjamin ; Kolleger, Johann: On the bond behaviour between double-wall elements made of HPC/UHPC and ordinary cast-in-situ concrete / Proceedings of HiPerMat 2016 4th International Symposium on Ultra-High Performance Concrete and High Performance Materials, Kassel, March 9-11, 2016, S. pp. 165–166, ISBN: 978-3-7376-0094-1.
- [5] Preinstorfer, Philipp ; Kromoser, Benjamin ; Kolleger, Johann: A new approach for double-wall elements made of UHPC / Technische Universität Wien. - Forschungsbericht.
- [6] ÖNORM EN 1992-1-1 : 2011 12 01 : Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau (konsolidierte Fassung). Österreichisches Normungsinstitut.
- [7] Reichel, M. M.: *Dünnwandige Segmentfertigteildeckbauweisen im Brückenbau aus gefaserten Ultrahochleistungsbeton (UHFB)*, Technische Universität Graz, Diplomarbeit, 2011.
- [8] Schnell, J. ; Thiele, C. ; Kohl, V. ; Chopradub, A. : Leicht Bauen mit Beton - Innovative Klebe-Verbindungstechnik für filigrane Fassadenplatten aus Hochleistungsbeton ; Forschungsinitiative Zukunft Bau ; Frauenhofer IRB Verlag, Juni 2009.
- [9] Schnell, J. ; Pahn, M. : Hochwärmedämmende Sandwichaußenwände mit Verbindungsmitteln aus glaserverstärktem Kunststoff ; Forschungsinitiative Zukunft Bau ; Frauenhofer IRB Verlag, August 2013.
- [10] Stallmann, T. ; Kämper, C. ; Schnell, J. ; Mark, P. : Design of light-weight, slender Parabolic Troughs made of High-Strength Concrete, in: Proceedings of HiPerMat 2016 4th International Symposium on Ultra-High Performance Concrete and High Performance Materials, Kassel, March 9-11, 2016, S. pp. 165–166, ISBN: 978-3-7376-0094-1.
- [11] Müller, F.; Kohlmeyer, C. ; Schnell, J. : A new approach for calculating the internal forces, moments and deflections of sandwich panels with reinforced concrete facings, *Structural Concrete* 17 (2016), No. 2, p. 152-161
- [12] Pavis d'Escurac, A.; Pahn, M.; Schnell, J.: Tragverhalten schlanker Sandwichwände unter Vertikallast – Statische Mitwirkung der Vorsatzschale und Kernschicht, in: 60. BetonTage Neu-Ulm, Tagungsband, 2016, S. 104-106.

Literaturverzeichnis

- [13] Pahn, M.; Schultz-Cornelius, M.: Hochleistungsbetonfassade mit energieeffizienter Verankerung, in: 60. BetonTage Neu-Ulm, Tagungsband, 2016, S. 102–103.
- [14] Müller, F.: *Sandwichelemente mit Deckschichten aus Hochleistungsbeton und einem Kern aus extrudiertem Polystyrol*. Kaiserslautern: Schriftenreihe der Fachgebiete Massivbau und Baukonstruktion, Stahlbau, Werkstoffe im Bauwesen des Studienganges Bauingenieurwesen, 2015.
- [15] Schnell, J.; Kohlmeyer, C.; Bayer, D.; Müller, F.: Werkstoffgerechtes Konstruieren mit Hochleistungsbetonen. Beton- und Stahlbetonbau 108 (2013), Heft 6, S. 404–413.
- [16] Hauser, S.; Wörner, J. D.: DUCON, ein innovativer Hochleistungsbeton; (Teile 1 + 2). Beton- und Stahlbetonbau 94 (1999), Heft 2, S. 66–75 und Heft 3, S. 141–145.
- [17] Stamm, K.; Witte, H.: Sandwichkonstruktionen: Berechnung, Fertigung, Ausführung. Wien: Springer-Verlag 1974.
- [18] Hegger J.; Schneider H.N.; Kulas C.; Schätzke C.: *Dünnwandige, großformatige Fassadenelemente aus Textilbeton*; 4th Colloquium on Textile Reinforced Structures (CTRS4); Seite 541-552
- [19] International Federation for Structural Concrete (2013): fib Model Code for Concrete Structures 2010, Ernst & Sohn
- [20] <https://de.wikipedia.org/wiki/Biegeversuch#4-Punkt-Biegeversuch>, Abrufdatum: November 2016
- [21] <http://arch.rwth-aachen.de/cms/Architektur/Forschung/Verbundforschung/NEU/~cxpf/Textilbeton>, Abrufdatum: November 2016
- [22] <https://de.wikipedia.org/wiki/Textilbeton>, Abrufdatum: November 2016
- [23] <http://www.beton.org/wissen/beton-bautechnik/textilbeton-leicht-tragfaehig-nachhaltig>, Abrufdatum: November 2016
- [24] http://www.guep.de/images/content/1386403107_8PT_Vortrag_Schladitz_Textilbeton2.pdf, Abrufdatum: November 2016
- [25] <http://www.gom.com/de/index.html>, Abrufdatum: November 2016
- [26] <http://www.beton.org/fileadmin/beton-org/media/Dokumente/PDF/Service/Zementmerkblaetter/B8.pdf>, Abrufdatum: November 2016
- [27] DIN 18218 - *Frischbeton auf lotrechte Schalung*. Jänner 2010.
- [28] Müller, F.: *Sandwichelemente mit Deckschichten aus Hochleistungsbeton aus einem Kern aus extrudiertem Polystyrol*, TU Kaiserslautern, Dissertation 2015
- [29] DIN EN 1992-4 - Eurocode 2: *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 4: Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton (Entwurf)*. Oktober 2013
- [30] ETAG 001 - *Leitlinie für die europäische technische Zulassung für Metalleitdübel zur Verankerung im Beton, Anhang C: Bemessungsverfahren für Verankerungen*. Ausgabe 1997, Letzte Änderung: August 2010

Literaturverzeichnis

- [31] DIN 18218; *Frischbetondruck auf lotrechte Schalung*, 2010-01
- [32] Brameshuber W.; Mott R.: *Zwei Anwendungsbeispiele für Textilbeton*; 4th Colloquium on Textile Reinforced Structures (CTRS4); Seite 447-458
- [33] <http://www.rwth-aachen.de/cms/root/Die-RWTH/Aktuell/Pressemitteilungen/April/~hxxz/Neuer-Pavillon-aus-Textilbeton>, Abrufdatum: November 2016
- [34] http://www.baunetz.de/meldungen/Meldungen-Pavillon_aus_Textilbeton_an_der_RWTH_Aachen_4329073.html?wt_mc=nla.2015-04-29.meldungen.cid-4329073, Abrufdatum: November 2016
- [35] https://www.uibk.ac.at/massiv-und-brueckenbau/lehre/beispiele/flachdecke_ec-2.pdf; Abrufdatum: August 2017
- [36] <http://www.gom.com/nl/industries/sheet-metal-forming.html>; Abrufdatum: Februar 2017

Abbildungsverzeichnis

1.1. Versuchskörper für Scherversuche (li.) und Ausziehversuche (re.) [2]	6
1.2. Doppelwandelement aus Normalbeton (links), Doppelwandelement aus UHPC (rechts) [3]	7
2.1. Aufbau des Sandwichelement [28]	10
2.2. Scherversuche a) ohne Betondeckschicht, b) mit Betondeckung, c) mit geklebten Längsstoß d) mit Frost-Tau-Wechselbeanspruchung [28]	10
2.3. 4-Punkt-Biegeversuch (links), 3-Punkt-Biegeversuch (rechts) [28]	11
2.4. Versagensarten aus den Versuchen [7]	12
2.5. Aufbau des Fassadensystemes (li.), Vorderseite des Fassadenfertigteils (re.) [8]	13
2.6. Systemaufbau des hinterlüfteten Fassadensystemes [8]	14
2.7. Gelenkmuster (li.) [8] und Anker mit GFK Gelenk (re.) [8]	16
2.8. Textilbetonstruktur [22]	17
2.9. Ansicht der Südfassade (li.) und Ansicht der einzelnen Fassadenplatten (re.) [18]	18
2.10. Horizontalschnitt Fassade - Tragwerk (li.) und Rückansicht eines Fassadenelements (re.) [18]	19
2.11. Prinzip der nachträglichen Abdichtung aus Textilbeton [32]	20
2.12. Textilbeton-Schirme [34]	21
3.1. Scherversuche (li.), 4-Punkt-Biegeversuche (mi.) und Ausziehversuche (re.)	23
3.2. Abmessungen Versuchskörper	24
3.3. Graphische Auswertung der übertragbaren Verbundspannung (steif)	26
3.4. Graphische Auswertung übertragbarer Verbundspannung weich	27
3.5. Einfluss der Querdehnungsbehinderung VK 3 - VK 5	27
3.6. Versuchskörperausführung: konventionell (li.), konventionell + Texti (mi.), 3d Textilstruktur (re.)	28
3.7. 4-Punkt-Biegeversuch	28
3.8. Last-Verformungsdiagramm - konventionelle Versuchskörperausführung	29
3.9. Abmessungen Versuchskörper	31
3.10. Graphische Auswertung Versuchsreihe 1 & 2 - Maximalbruchlasten	32
3.11. Mindestbetondeckung lt. Eurocode 2 [6]	35
3.12. Grundriss und Querschnitt des Prototypen [3]	35
3.13. Verlauf des Schalungsdruckes [2]	37
3.14. Unterteilung der Elementwände lt. ÖNORM EN 1992-1-1, Anhang I [6]	38
3.15. Aufteilung der Momente auf Gurt- und Feldstreifen [35]	38
3.16. Momentenlinie: Feldbereich (blau) und Stützbereich (rot)	39
3.17. Aufteilung des Biegemoments lt. ÖNORM EN 1992-1-1, Anhang I [6]	40
3.18. Betonkegelausbruch (in etwa im Winkel von 35°) [2]	41
4.1. Bewehrungskorb Prototyp 1 - Ø8,2/10mm	46
4.2. Bewehrungskorb Prototyp 2 - Ø10/20mm	46
4.3. Bewehrungskorb Prototyp 3 - Ø12/20mm	47

Abbildungsverzeichnis

4.4. Bewehrungsbügel und Schöck-Combar Verbindungsstäbe	48
4.5. Schalungskörper der drei Prototypen	49
4.6. Betonieren der ersten Wandplatten aus UHPC (links) und Einsetzten der Bewehrungskörbe (rechts)	49
4.7. Betonieren der ersten Wandplatten aus UHPC (links) und Einsetzten der Bewehrungskörbe (rechts)	50
4.8. Beschweren der Bewehrungskörbe	50
4.9. Abdeckung mit einer dampfdichten Kunststoffolie	51
4.10. Anheben (a, b) und Umdrehen der Prototypen (b, c)	52
4.11. Betonieren der zweiten Wandplatten aus Normalbeton und Einsetzten der Bewehrungskörbe (a-h)	53
5.1. PBMN flush	56
5.2. Ablauf des Einbaus der Drucktransmitter	56
5.3. ARAMIS - 3D-Bewegungs- und -Verformungssensor [36]	57
5.4. gesprenkelte Oberfläche der Prototypen (li.) und Schutzvorrichtung (re.)	58
5.5. Vorderseite der Doppelwand: Aramis Messfeld (li.) und Hinterseite der Doppelwand: Abstände der einzelnen Drucktransmitter (re.)	59
5.6. Vorbereitungen zum Verfüllen der Prototypen	60
5.7. Verfüllen der Doppelwände	61
6.1. Schwind- und Biegerisse (li.), Verformung Prototyp 3 (re.)	62
6.2. Betondruckmessungen Prototyp 1	64
6.3. Betondruckmessung Prototyp 1 - $t=600s/t=900s/t=1200s/t=1400s$	64
6.4. Betondruckmessungen Prototyp 2	65
6.5. Betondruckmessung Prototyp 2 - $t=415s/t=700s/t=1000s/t=1200s$	65
6.6. Betondruckmessungen Prototyp 3	66
6.7. Betondruckmessung Prototyp 3 - $t=375s/t=700s/t=1000s/t=1200s$	66
6.8. ARAMIS-Messfeld: Deformation zwischen den Verbindungsmitteln vor der Biegerissbildung	68
6.9. ARAMIS-Messfeld: Starrkörperverschiebung nach der Biegerissbildung	68
6.10. Momentenlinie: Feldbereich (blau) und Stützbereich (rot)	69
6.11. Schwindrissverteilung aufgrund von Eigenspannungen PT1 (li.), PT2 (mi.) und PT3 (re.)	73
6.12. Verhebevorgang (li.) und Verhebebügel (re.)	74

Tabellenverzeichnis

3.1. Bewehrungsvarianten	25
3.2. übertragbare Verbundspannung	26
3.3. Versagensszenarios Zugkraftversagen lt. ETAG 001 [30]	30
3.4. Versagensszenarios Querkraftversagen lt. ETAG 001 [30]	31
3.5. Übersicht Versuchsreihe 1 & 2	32
3.6. Ergebnisse Versuchsreihe 1 & 2	33
3.7. Materialeigenschaften des UHPC (Mittelwert nach 28 Tagen)	37
3.8. Aufteilung der Momente auf Gurt- und Feldstreifen	40
4.1. Übersicht Prototyp - Varianten	45
6.1. Aufteilung der Momente auf Gurt- und Feldstreifen lt. ÖNORM EN 1992-1-1, Anhang I [6]	70

A Anhang

A 1 Baumer PBMN flush - Datenblatt



Eigenschaften (20 °C)

Messbereiche	-1 ... 0 bar bis 0 ... 400 bar
Turn down	5:1
Langzeitstabilität	≤ ± 0,1 % FS / Jahr
Genauigkeit (20 °C) <small>(Linearität, Hysterese, Wiederholbarkeit, Abweichung des Messbereichsendwertes und -anfang)</small>	≤ ± 0,5 % FS, 0,25 % FS, 0,1 % FS
Genauigkeit nach Turn-Down	[Turn-Down] * [Genauigkeit] FS

Technische Daten

Messprinzip	Piezoresistiver Siliziumsensor
Messbereiche	-1 ... 0 bar bis 0 ... 400 bar
Druckart	Relativ / Absolut
Turn down	5:1
Genauigkeit (20 °C) <small>(Linearität, Hysterese, Wiederholbarkeit, Abweichung des Messbereichsendwertes und -anfang)</small>	≤ ± 0,5 % FS, 0,25 % FS, 0,1 % FS
TK-Nullpunkt	≤ ± 0,03 % FS/10 K
TK-Spanne	≤ ± 0,03 % FS/10 K
Langzeitstabilität	≤ ± 0,1 % FS / Jahr
Ansprechzeit (10 ... 90 %)	≤ 5 ms
Prozessanschlüsse	Siehe Seite 3

Umgebung

Temperatur	
Lagerung	-40 ... + 85 °C
Kompensierter Bereich	-40 ... + 85 °C
Medium <small>(ohne Kühlstrecke)</small>	-40 ... +125 °C
Medium <small>(mit Kühlstrecke)</small>	-40 ... +200 °C
Umgebung	-40 ... + 85 °C

Eigenschaften

- Frontbündige Membrane
- Voll verschweißte Ausführung
- Robustes Edelstahlgehäuse
- Externe Programmierung des Nullpunkts und
- Messbereichs mit dem FlexProgrammer 9701
- Hohe Überdruckfestigkeit
- Optional mit ATEX Zertifizierung erhältlich

Anwendungen

- Nahrungsmittelindustrie
- Getränkeindustrie
- Wasseraufbereitung
- Chemieindustrie

Schutzart	IP65 (EN 60529) bis IP67 je nach Anschlussart
Vibration IEC60068-2-6	1,5 mm p-p (10 – 57 Hz), 10 g (58 Hz – 2 KHz) 10 Zyklen binnen 2,5 h je Achse
Shock IEC60068-2-27	50 g/11 ms 100 g/6 ms 10 x Imp. / Achse und Richtung
Bump IEC60068-2-29	100 g/2 ms 4000 x Imp. / Achse und Richtung
Random IEC60068-2-64	0,1 g ² /Hz (20 Hz – 1 KHz) 30 min je Achse (>10 g RMS)

Elektrische Daten

Ausgangssignal / Stromversorgung	4 ... 20 mA / 8 ... 30 VDC 0 ... 10 V / 13 ... 30 VDC
Lastwiderstand	
Stromausgang	$R_{\Omega} = (U_{ver} - 8 V) / 20 mA$
Spannungsausgang	> 5 K Ω
Isolationswiderstand	> 100 M Ω bei 500 VDC
Elektrische Anschlüsse	Siehe Seite 3

Material

Prozessanschluss	Edelstahl 1.4404 AISI 316L oder Hastelloy-C
Gehäuse	Edelstahl 1.4404 AISI 316L
Membrane	Edelstahl 1.4435 AISI 316L oder Hastelloy-C
Dichtung	NBR, EPDM oder FKM (Viton®)
Kabel	PUR

ATEX

ATEX II 1G Ex ia IIC T4/T6 Ga	Alle Versionen ohne Kühlstrecke, ohne DIN-Stecker und mit Ausgangssignal Code A1
ATEX II 1/2G Ex ia IIC T4/T6 Ga/Gb	Alle Versionen ohne Kühlstrecke, mit DIN-Stecker und Ausgangssignal Code A1
ATEX II 1G Ex ia IIC T3/T4/T6 Ga	Alle Versionen mit Kühlstrecke, ohne DIN-Stecker und mit Ausgangssignal Code A1
ATEX II 1/2G Ex ia IIC T3/T4/T6 Ga/Gb	Alle Versionen mit Kühlstrecke, DIN-Stecker und Ausgangssignal Code A1
ATEX II 1D Ex ia IIIC T107°C IP6X Da	Alle Versionen mit Ausgangssignal Code A1
Sperrdaten	$U_i \leq 30 \text{ V}$ $I_i \leq 100 \text{ mA}$ $P_i \leq 750 \text{ mW}$
Kapazität	$C_i \leq 31 \text{ nF}$ $C_{\text{Kabel}} \leq 0,12 \text{ nF/m}$
Induktivität	$L_i \leq 3 \mu\text{H}$ $L_{\text{Kabel}} \leq 1.1 \mu\text{H/m}$
Temperaturklasse (Umgebungstempera- tur)	T1 ... T3: $-40 < T_{\text{Umg}} < 45/70/75/85 \text{ °C}$ T1 ... T4: $-40 < T_{\text{Umg}} < 85 \text{ °C}$ T1 ... T6: $-40 < T_{\text{Umg}} < 70 \text{ °C}$
Temperaturklasse (Mediumstemperatur)	T1 ... T3: $-40 < T_{\text{Med}} < 130/150/160/170/200 \text{ °C}$ T1 ... T4: $-40 < T_{\text{Med}} < 115/130 \text{ °C}$ T1 ... T6: $-40 < T_{\text{Med}} < 75/80 \text{ °C}$

Für den Einsatz in Ex-Bereichen sind die Bedingungen gemäss ATEX-Baumusterbescheinigung (SEV 11 ATEX 0129) zu beachten. Sie finden die entsprechenden Zertifikate und Anleitungen im Internet unter <http://www.baumer.com/>

Zulassungen

CE-Konformität	EMV-Richtlinie 2004/108/CE im Einklang mit EN61000-6-2, EN 61000-6-3
----------------	---

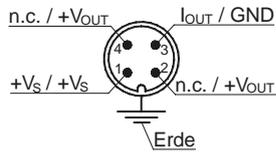
Messbereiche und Überdrucksicherheit

	Druck in bar								
Druckbereich	0 ... 0,1	-0,1 ... 0,1	0 ... 1,6	0 ... 6	0 ... 25	0 ... 40	0 ... 100	-1 ... 399	
	0 ... 0,16	-0,2 ... 0,2	0 ... 2	0 ... 10	-1 ... 24	-1 ... 39		0 ... 400	
	0 ... 0,25	0 ... 0,4	0 ... 2,5	-1 ... 9					
		0 ... 0,6	-1 ... 1,5	0 ... 16					
		0 ... 1	0 ... 4	-1 ... 15					
		-1 ... 0	-1 ... 3	0 ... 20					
		-1 ... 0,6	-1 ... 5						
Überdruck	1	3	15	60	70	135	400	690	
Berstdruck	2	6	30	120	140	270	800	1350	

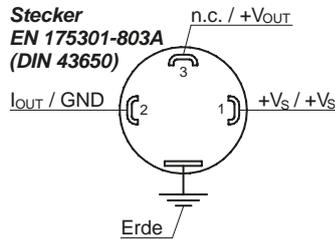
Elektrische Anschlüsse

Signal bei 4 ... 20 mA / Signal bei 0 ... 10 V

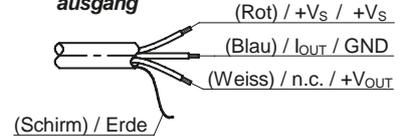
M12 4pol Stecker



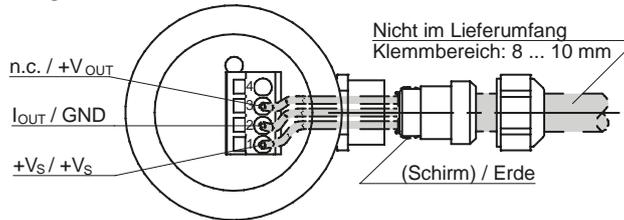
Stecker EN 175301-803A (DIN 43650)



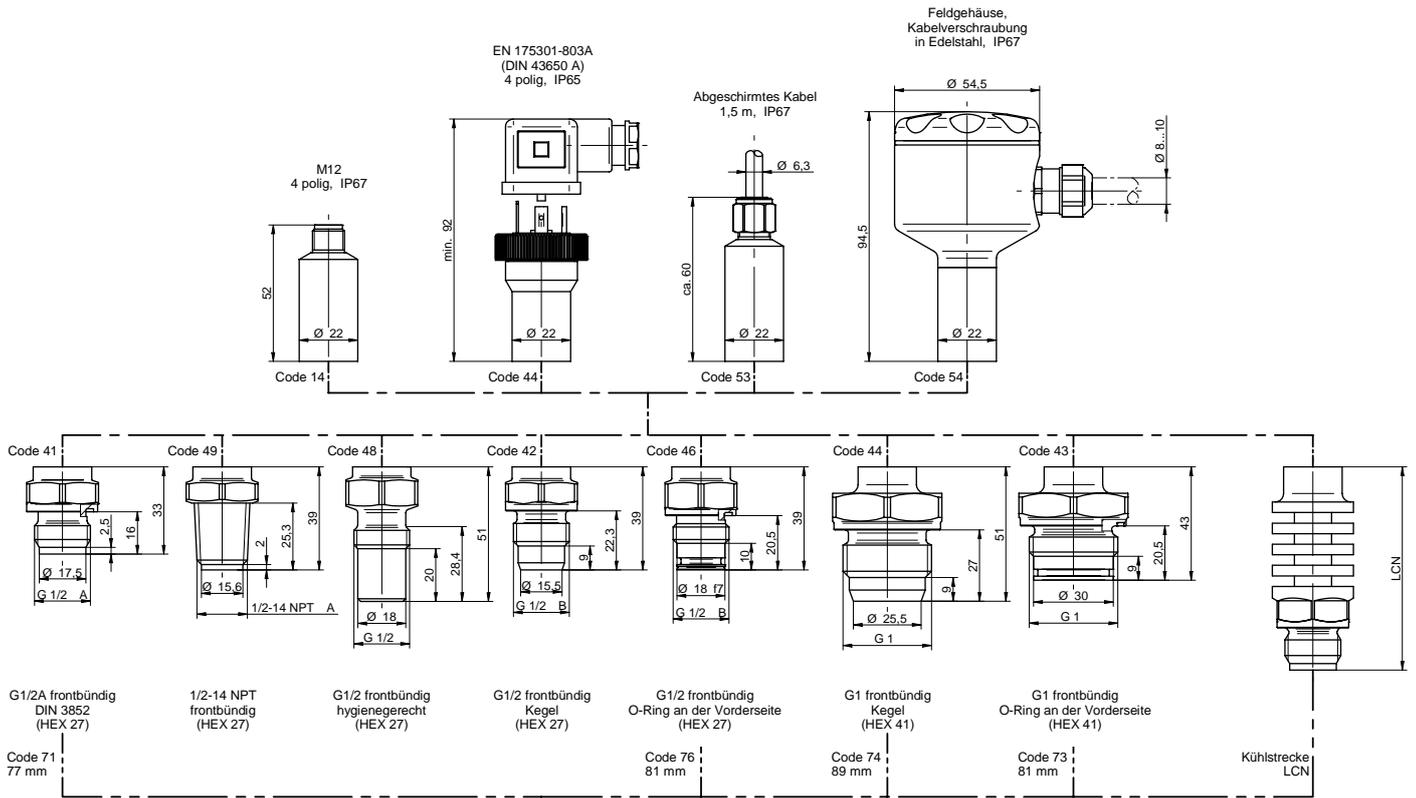
Kabelausgang



Feldgehäuse



Maße (mm)



Technische Änderungen vorbehalten

A 2 Nachweise Schöck Thermoanker

Version : 1.6.0.6

Bemessungssoftware:

Verankerung von Mehrschichtenplatten mit Schöck Schöck Thermoanker

Anzahl: 1 Stück

Bemessungsgrundlagen: Norm
Zulassung

EC2-NAD EN 1992-1-1:2005 (de)
Schöck Schöck Thermoanker Z-21.8-1894

Wandsystem: Hohlwand

Ø Thermoanker: 12 mm

Ø Diagonalanker: 12 mm

Schicht / Dicke / Material / Bemerkung

Aussenschale / 60mm / =C40/50 / nicht gestützt; 25 kN/m³; Bewegungsruhepunkt: Wandmitte (Achse Diagonalanker)
Dämmschicht / 60mm / Glaswolle
Ortbetonschicht / 190mm / C25/30 / Konsistenz: SVB; Betoniergeschwindigkeit=0,50 m/h; Gewicht=25 kN/m³
Innenschale / 60mm / =C40/50

Temperaturdifferenz - zur Ermittlung der Längenänderung = 45 K; Belastung aus Wind = 0,85 kN/m²
Temperaturdehnkoeffizient = 1E-05; Auflast Aussenschale = 0,0 kN/m
Lineare Temperaturänderung in der Aussenschale = 5 K

Thermoanker gew.: 28 Stück TA-H-L370 min. Anzahl je m² = 6,3 Thermoanker

Nachweis der Belastung im Endzustand

Normalkraft:

Teilsicherheitsbeiwert YQ = 1,50
aus Windstaudruck N,E,w,k = 0,14 kN/TA-H
N,E,w,d = 0,20 kN/TA-H
aus ΔT N,E,dT,k = 1,32 kN/TA-H
N,E,dT,d = 1,97 kN/TA-H
Belastung Normalkraft N,E,k = 1,45 kN/TA-H
N,E,d = 2,18 kN/TA-H
Widerstand Normalkraft N,R,d = 4,73 kN/TA-H
Status: erfüllt!

Verformung durch konst. Temperaturänderung

Teilsicherheitsbeiwert YE = 1,00
Abstand vom Zentrum l_{xy} = 1,30 m
Verformung U,E,k = 0,58 mm
U,E,d = 0,58 mm
U,R,k = 2,20 mm
U,R,d = 2,20 mm
Status: erfüllt!

Nachweis der Belastung im Bauzustand (Hohlwand)

Normalkraft:

Teilsicherheitsbeiwert YF = 1,30
Ortbetondruck P_b = 26,3 kN/m²
aus Ortbetondruck N,E,F,k = 3,5 kN/TA-H
N,E,F,d = 4,6 kN/TA-H
Widerstand (Kurzzeit) N,R,F,d = 7,3 kN/TA-H
Status: erfüllt!

Abstand der Anker in X-Richtung *
Abstand der Anker in Y-Richtung ≤ 0,160 m²
Randabstand in X-Richtung ≥ 150 mm
Randabstand in Y-Richtung ≥ 100 mm
Abstand zu Öffnungen X-Richtung ≥ 100 mm
Abstand zu Öffnungen Y-Richtung ≥ 100 mm

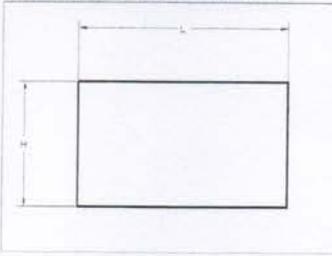
Diagonalanker gew.: 2 Stück TA-D-L420 Einbauwinkel = 45,0°

Belastung aus der Aussenschale/Auflast

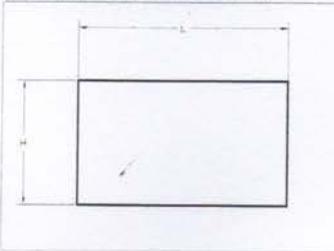
Teilsicherheitsbeiwert YG = 1,35
Gewicht Aussenschale F,E,k = 5,6 kN
F,E,d = 7,6 kN
Lage des Schwerpunktes
in X-Richtung 750 mm
in Y-Richtung 1250 mm
Einwirkung: V,Ed = 3,80 kN/TA-D
Status: erfüllt!

Widerstand eines Diagonalankers (axial)
Widerstand Anker V,Rd = 18,3 kN/TA-D
Widerstand Verbund V,Rd = 6,8 kN/TA-D
Widerstand eines Diagonalankers (vertikal)
Widerstand Anker V,Rd = 12,9 kN/TA-D
Widerstand Verbund V,Rd = 4,8 kN/TA-D
einzuhaltende Abstände:
Einbau von unten Y= 1250 mm
zum nächsten Anker ≥ 200 mm
zum Rand ≥ 100 mm

Form[0]: Aussenschale



Form[1]: Innenschale



Abmessungen [mm]:

Maß	Schalen	
	[0]	[1]
X =	0	0
Y =	0	0
L =	1500	1500
H =	2500	2500
U1 =	0	0
U2 =	0	0
O1 =	0	0
O2 =	0	0
L1 =	0	0
L2 =	0	0
R1 =	0	0
R2 =	0	0

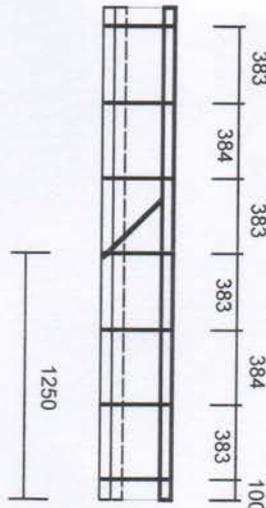
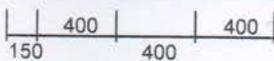
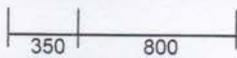
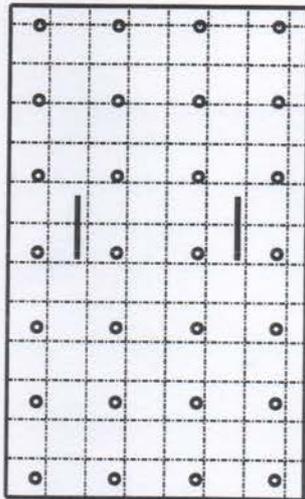
Öffnungen

X	Y	L	H

Ecken

X	Y	L	H	D

Version : 1.6.0.6



60/60/190/60 [mm]

Diagonalanker: Masskette von links (X=0) 350/800

Diagonalanker gew.: 2 Stück TA-D-L420 Einbauwinkel = 45,0°

Thermoanker gew.: 28 Stück TA-H-L370, Abstand Raster X = 400mm / Abstand Raster Y = 383mm

Erforderliche Mindestbewehrung der Aussenschale in horizontaler und vertikaler Richtung ist 1,88cm²/m.