ISBN 978-3-7388-0656-4

F 3239

Gefördert mit Mitteln des Bundesamtes für Bauwesen und Raumordnung

FORSCHUNGSINITIATIVE Zukunft BAU

Milan Schultz-Cornelius, Stefan Carstens, Matthias Pahn

FIUHFA – Unbewehrte Ultrahochleistungsbeton Fassadenplatten

Wirklichkeitsnahes Tragverhalten von unbewehrten, filigranen Ultrahochleistungsbeton Fassadenplatten

Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung
im Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung

Fraunhofer IRB Verlag

FORSCHUNGSINITIATIVE Zukunft BAU

F 3239

Milan Schultz-Cornelius, Stefan Carstens, Matthias Pahn

FIUHFA – Unbewehrte Ultrahochleistungsbeton Fassadenplatten

Wirklichkeitsnahes Tragverhalten von unbewehrten, filigranen Ultrahochleistungsbeton Fassadenplatten

Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung
im Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung

Fraunhofer IRB Verlag

F 3239

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

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

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

© by Fraunhofer IRB Verlag

2021

ISBN 978-3-7388-0656-4

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

Fraunhofer IRB Verlag
Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69
70504 Stuttgart

Nobelstraße 12
70569 Stuttgart

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

E-Mail irb@irb.fraunhofer.de

www.baufachinformation.de

www.irb.fraunhofer.de/bauforschung

FIUHFA -

Unbewehrte Ultrahochleistungsbeton Fassadenplatten

Wirklichkeitsnahes Tragverhalten von unbewehrten, filigranen Ultrahochleistungsbeton Fassadenplatten

Milan Schultz-Cornelius; Stefan Carstens; Matthias Pahn

Technische Universität Kaiserslautern, Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion

Die in dieser Forschungsarbeit enthaltenen Darstellungen und Empfehlungen geben die fachlichen Auffassungen der Autorinnen und Autoren wieder. Diese werden hier unverändert widergegeben, sie geben nicht unbedingt die Meinung des Zuwendungsgebers oder des Herausgebers wieder.

Förderkennzeichen: SWD-AZ 10.08.18.7-18.49

Projektlaufzeit: 01.03.2019 – 28.02.2021

Gefördert durch:

Bundesministerium des Innern, für Bau und Heimat

aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages

ZUKUNFT BAU
FORSCHUNGSFÖRDERUNG

Impressum

Herausgeber
Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung (BBSR)
im Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung (BBR)
Deichmanns Aue 31–37
53179 Bonn

Wissenschaftliche Begleitung
Brüggemann Kisseler Ingenieure
Dr.-Ing. Michael Brüggemann
m.brüggemann@brueggemann.kisseler.de

Autoren
Prof. Dr.-Ing. Matthias Pahn (Projektleitung)
Technische Universität Kaiserslautern, Kaiserslautern
matthias.pahn@bauing.uni-kl.de
Dr.-Ing Milan Schultz-Cornelius
Stefan Carstens, M.Eng.

Stand
Februar 2021

Bildnachweis
Titelbild: Fotograf Thomas Brenner
Abbildung 5: Institut für Verbundwerkstoffe GmbH, Kaiserslautern
Abbildung 23: Fotograf Martin Kiesche
Sonstige Bilder: Fotograf Milan Schultz-Cornelius

Vervielfältigung
Alle Rechte vorbehalten
Die von den Autorinnen und Autoren vertretene Auffassung ist nicht unbedingt mit der des Herausgebers identisch.

Zitierweise
Schultz-Cornelius, Milan; Carstens, Stefan; Pahn, Matthias: FIUHFA – Unbewehrte Ultrahochleistungsbeton Fassadenplatten – Wirklichkeitsnahes Tragverhalten von unbewehrten, filigranen Ultrahochleistungsbeton Fassadenplatten. BBSR-Online-Publikation 15/2020, Bonn, Februar 2021.

© BBSR Februar 2021

Kurzfassung

Innovative Entwicklungen im Bereich der Ultrahochleistungsbetone (UHPC) ermöglichen den Bau filigraner, energieeffizienter und nachhaltiger Architekturbetonfassaden mit wenigen Zentimetern Bauteildicke. Allerdings stellen aufwendige und teure Bewehrungslösungen ein Hemmnis für deren flächendeckenden Einsatz dar. Erst durch den Verzicht auf Bewehrungsmaterialien ist es möglich, Fassaden aus Ultrahochleistungsbeton wirtschaftlich bei vollständiger Recycelbarkeit einzusetzen. Die dafür verwendeten Ultrahochleistungsbetone zeichnen sich durch Biegezugfestigkeiten von bis zu 20 N/mm² aus. Durch die hohen Biegezugfestigkeiten des Ultrahochleistungsbetons können neben kleinformatigen Betonwerksteinfassaden auch großformatige Fassaden aus Ultrahochleistungsbeton ausgeführt werden. Die Ausführung als kleinformatige Betonwerksteinfassade ist normativ geregelt und Stand der Technik. Für die Anwendung als großformatige Fassadenplatte fehlen weitergehende Erkenntnisse zu den Einwirkungen und den Widerständen in der Bemessung. Die großformatige Ausführung der Fassadenplatten bedingt jedoch eine mehrfach punktgestützte Lagerung, die eine statische Unbestimmtheit aufweist. Indirekte Einwirkungen wie Temperaturänderungen, das Schwinden der Vorsatzschale aus Ultrahochleistungsbeton oder hygrische Einwirkungen bewirken daher zusätzliche Beanspruchungen der Fassadenplatte und dessen Verankerung, die in der Bemessung zu berücksichtigen sind. In der Bemessung sind weiterhin mehraxiale Spannungszustände, Maßstabseffekte und der Einfluss erhöhter Temperaturen auf die Festigkeit des Ultrahochleistungsbetons zu berücksichtigen.

Zentrale Zielstellung des Forschungsprojektes ist die Erforschung des wirklichkeitsnahen Tragverhaltens von unbewehrten, punktgestützten UHPC-Fassadenplatten und die Erarbeitung eines allgemeingültigen Bemessungsmodells. Die Ermittlung der Widerstände des Ultrahochleistungsbetons für die Bemessung soll zur Vereinfachung aus den Ergebnissen von 3-Punkt-Biegeversuchen abgeleitet und weitere Einflüsse durch vordefinierte Parameter berücksichtigt werden.

Dazu werden an kleinformatigen Probekörpern experimentelle Untersuchungen zum Maßstabseffekt, zur Korrelation zwischen zentrischer Zugfestigkeit, der uni- und der biaxialen Zugfestigkeit durchgeführt. Weiterhin werden Untersuchungen zum Einfluss erhöhter Temperaturen und zum Einfluss der Gesteinsart und des Größtkorndurchmessers auf die uniaxiale Biegezugfestigkeit durchgeführt. Zur Beschreibung wirklichkeitsnaher Einwirkungen werden Oberflächentemperaturen für Vorsatzschalen aus UHPC ermittelt sowie der Einfluss der Gesteinsart auf den Temperaturausdehnungskoeffizienten und auf die Schwinddehnung bestimmt.

Das wirklichkeitsnahe Tragverhalten der Fassadenkonstruktion unter Windbelastung wird an großformatigen Probekörpern im Unterdruckprüfstand experimentell untersucht. Die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen bilden die Grundlage zur Validierung der nachfolgenden Parameterstudie mittels Finiter Elemente Methode. Mittels der FE-Methode wird eine Konvergenzuntersuchung durchgeführt, um Hinweise für die Ermittlung der Schnittgrößen zu definieren. Nachfolgend wird eine Sensitivitätsanalyse zum Einfluss von Imperfektionen der Unterkonstruktion durchlaufen. Abschließend werden Ingenieur- und Bemessungsmodelle abgeleitet sowie Konstruktionsregeln für großformatige unbewehrte Fassadenplatten aus Ultrahochleistungsbeton definiert. Das im Rahmen des Forschungsprojektes entwickelte Bemessungskonzept basiert auf den Ergebnissen von 3-Punkt-Biegeversuchen und ermöglicht simultan die Modifikation an die jeweils vorliegende Betonrezeptur unter Verwendung regionaler Zuschläge.

Abstract

Innovative developments in the field of ultra-high performance concrete (UHPC) enable the construction of filigree, energy-efficient and sustainable architectural concrete façades with a component thickness of only a few centimetres. However, complex and expensive reinforcement solutions are an obstacle to their widespread use. Only by dispensing with reinforcement materials is it possible to use façades made of ultra-high performance concrete economically and with complete recyclability. The ultra-high performance concretes used for this purpose are characterised by bending tensile strengths of up to 20 N/mm². Due to the high bending tensile strength of the ultra-high performance concrete, large-format façades can be made of ultra-high performance concrete in addition to small-format concrete block façades. The design as a small-format concrete block façade is normatively regulated and state of the art. For the application as a large-format façade panel, however, there is a lack of further knowledge about the actions and the resistances in the design. However, the large-format design of the façade panels requires a multiple point-supported bearing, which has a static indeterminacy. Indirect effects such as temperature changes, shrinkage of the facing shell made of ultra-high performance concrete or hygric effects, therefore cause additional stresses on the façade panel and its anchoring, which must be taken into account in the design. Furthermore, multi-axial stress conditions, scale effects and the influence of increased temperatures on the strength of the ultra-high performance concrete must be taken into account in the design.

The central objective of the research project is to investigate the realistic load-bearing behaviour of unreinforced, point-supported UHPC façade panels and to develop a generally valid design model. The determination of the resistances of the ultra-high performance concrete for the design is to be derived from the results of 3-point bending tests for simplification and further influences are to be taken into account by predefined parameters.

Experimental investigations on the scale effect, the correlation between centric tensile strength, uniaxial and biaxial tensile strength are carried out on small-sized specimens. Furthermore, investigations are carried out on the influence of increased temperatures on the uniaxial bending tensile strength as well as on the influence of the rock type and the maximum grain diameter on the uniaxial bending tensile strength. To describe realistic actions, surface temperatures for facing shells made of UHPC are determined and the influence of the type of rock on the temperature coefficient of expansion and on the shrinkage strain is determined.

The realistic load-bearing behaviour of the façade construction under wind load is investigated experimentally on large-format test specimens in the negative pressure test stand. The results of the experimental investigations form the basis for the validation of the subsequent parameter study using the finite element method. Using the FE method, a convergence investigation is carried out to define indications for the determination of the internal forces. Subsequently, a sensitivity analysis is carried out on the influence of imperfections of the substructure. Finally, engineering and design models are derived and design rules for large-format unreinforced façade panels made of ultra-high performance concrete are defined. The design concept developed within the framework of the research project is based on the results of 3-point bending tests and enables simultaneous modification to the respective concrete formulation using regional aggregates.

Inhaltsverzeichnis

1 Einleitung **1**

2 Grundlagen **3**
2.1 Fassaden aus Betonfertigteilen 3
2.2 Einwirkungen auf Betonfassaden 4
2.2.1 Eigenlast 5
2.2.2 Wind 5
2.2.3 Temperatur 5
2.2.4 Feuchtigkeit 6
2.2.5 Frost-Tau-Wechsel, Schnee- und Eislasten 6
2.2.6 Schwinden 6
2.3 Ultrahochleistungsbeton 7
2.4 Verbindungsmittelkonzepte für mehrschichtige Stahlbetonwände 7
2.5 Verbindungsmittel aus glasfaserverstärktem Kunststoff 8

3 Kleinformatige Materialuntersuchungen **11**
3.1 Betonmischungen 11
3.2 Maßstabseffekt 13
3.3 Einfluss der Temperatur auf die uniaxiale Biegezugfestigkeit 22
3.4 Einfluss der Gesteinsart und des Größtkorndurchmessers auf die Biegezugfestigkeit 24

4. Ermittlung wirklichkeitsnaher Einwirkungen **29**
4.1 Oberflächentemperatur von Vorsatzschalen aus UHPC 29
4.2 Einfluss der Gesteinsart auf den Temperaturausdehnungskoeffizienten 35
4.3 Einfluss der Gesteinsart auf die Schwinddehnung 37

5. Großbauteilversuche **45**
5.1 Allgemeines 45
5.2 Probekörpergeometrie und -herstellung 45
5.3 Versuchsaufbau und -durchführung 48
5.4 Versuchsergebnisse 49
5.5 Auswertung der Großbauteilversuche 51

6. Parameterstudie mittels der FE-Methode **53**
6.1 Allgemeines 53
6.2 Werkstoffe 54
6.3 Diskretisierung und durchgeführte Konvergenzuntersuchung 54
6.4 Nachrechnung der Großbauteilversuche 56
6.5 Sensitivitätsanalyse zum Einfluss der Unterkonstruktion 57
6.6 Untersuchungen zur Spannungsverteilung bei einspringenden Ecken 61

7. Ableitung von Ingenieur- und Bemessungsmodellen **64**
7.1 Allgemeines 64
7.2 Schnittgrößenermittlung 64
7.3 Nachweiskonzept 65
7.4 Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit 66
7.4.1 Verformungsnachweis 66
7.4.2 Nachweis der Rissfreiheit 66
7.5 Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit 66
7.5.1 Nachweis gegen Biege- und Normalkraftversagen der Fassadenplatte 66
7.5.2 Biegespannungs- und Schubspannungsnachweis der Verbindungsmittel 68
7.5.3 Nachweis gegen Stabilitätsversagen der Verbindungsmittel 69
7.5.4 Nachweis gegen Versagen der Verankerung der Verbindungsmittel 69
7.6 Konstruktionsregeln 70

8 Zusammenfassung **72**

9 Literaturverzeichnis **74**

1 Einleitung

Innovative Entwicklungen im Bereich der Werkstoffe im Bauwesen ermöglichen den Bau filigraner, energieeffizienter und nachhaltiger Architekturbetonfassaden mit wenigen Zentimetern Bauteildicke. Allerdings stellen aufwendige und teure Bewehrungslösungen ein Hemmnis für deren flächendeckenden Einsatz dar. Erst durch den Verzicht auf Bewehrungsmaterialien ist es möglich Fassaden aus Ultrahochleistungsbeton (UHPC) wirtschaftlich, bei vollständiger Recycelbarkeit, einzusetzen. Voruntersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten filigraner Fassadenplatten mit unterschiedlichen Bewehrungskonzepten [1] (siehe Abbildung 1) an der Technischen Universität Kaiserslautern zeigen dabei das Potenzial unbewehrter Fassadenkonstruktionen auf. Es kann dabei aufgezeigt werden, dass Fassadenkonstruktionen ohne Bewehrung vergleichbare Traglasten erzielen. Simultan weisen die Steifigkeiten der vier betrachteten Fassadenkonstruktionen bis zum auftretenden des Erstrisses im Ultrahochleistungsbeton der Fassadenplatte nur geringfügige Abweichungen auf. Die Ausführungsvariante mit einer flächig angeordneten Mindestbewehrung weißt die geringste Tragfähigkeit auf.

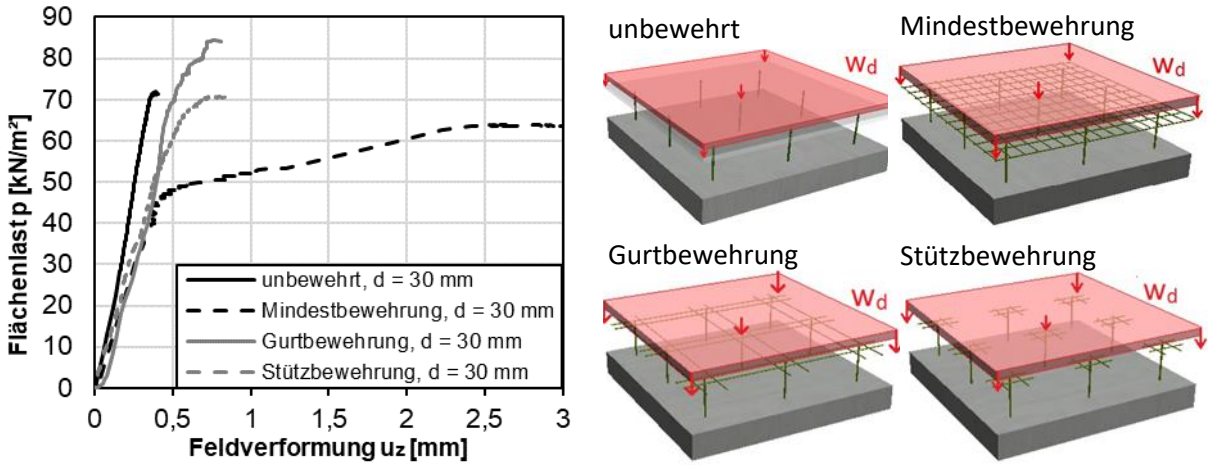


Abbildung 1: Ergebnisse von Tastversuchen zum Trag- und Verformungsverhalten filigraner UHPC-Fassadenplatten mit unterschiedlichen Bewehrungskonzepten nach [1]

Die unbewehrte Ausführung filigraner Vorsatzschalen ist normativ für kleinformatige vorgehängte Fassadenplatten aus Betonwerkstein zulässig [2], [3]. Diese weisen üblicherweise eine maximale Fläche von einem Quadratmeter auf und werden nachträglich an der Außenwand befestigt. Anregungen aus der Baupraxis, insbesondere aus dem Bereich der vorgefertigten Fassaden aus Architekturbeton, drängen jedoch zunehmend auf eine großformatige Ausführung von Betonfassaden. Großformatige vorgehängte Betonfassaden und Sandwichfassaden benötigen aktuell mindestens eine einlagige Bewehrungslage [6].

Zur unbewehrten Ausführung großformatiger Betonfassaden aus Hochleistungsbeton müssen vorab offene Fragestellungen zum Trag- und Verformungsverhalten der Fassadenkonstruktion geklärt werden. Weiterhin müssen Ansätze zur Ermittlung der Schnitt- und Verformungsgrößen der Fassadenplatte sowie zur praxisgerechnet Bemessung der Konstruktion erarbeitet werden. Hierzu werden im Rahmen des vorliegenden Forschungsprojektes Einflüsse auf die Zug- und Biegezugfestigkeiten des Ultrahochleistungsbetons an kleinformatigen Probekörpern experimentell untersucht. Betrachtet werden hierzu in Kapitel 3 Einflüsse aus dem Maßstabseffekt, Einflüsse aus erhöhten Temperaturen sowie aus unterschiedlichen Gesteinsarten und Größtkorndurchmessern betrachtet.

Aufgrund der großformatigen Ausführung der Fassadenplatte ist eine statisch unbestimmte Lagerung der Fassade obsolet. Bei der Bemessung der Fassadenplatte sind daher Schnittgrößen aus indirekten Einwirkungen zu berücksichtigen. Im Rahme der vorliegenden Arbeit werden daher in Kapitel 4 wirklichkeitsnahe Einwirkungen anhand der Ergebnisse experimenteller Untersuchungen abgeleitet. Dazu wird Oberflächentemperatur der Betonfassade in Abhängigkeit der Oberflächengestaltung, der Temperaturausdehnungskoeffizient in Abhängigkeit der Gesteinsart sowie die Schwinddehnung in Abhängigkeit der Gesteinsart betrachtet.

Großbauteilversuche an Fassadenplatten in Kapitel 5 ermöglichen eine anschließende Validierung numerischer Untersuchungen sowie der jeweiligen Bemessungsmodelle. In Kapitel 6 werden numerische Untersuchungen zum Einfluss der Unterkonstruktion sowie zum Einfluss von einspringenden Ecken auf die Tragfähigkeit betrachtet. Abschließend wird in Kapitel 7 ein allgemeingültiges und experimentell abgesichertes Bemessungskonzept für großformatige, unbewehrte, filigrane Fassadenplatten aus Ultrahochleistungsbeton entwickelt.

2 Grundlagen

2.1 Fassaden aus Betonfertigteilen

Die Fassade eines Gebäudes bildet dessen Raumabschluss nach außen. Fassaden aus Betonfertigteilen zeichnen sich durch zahlreiche Möglichkeiten der gestalterischen Formgebung sowie durch eine hohe Witterungs- und Alterungsbeständigkeit aus [4]. Die Fassaden müssen dazu statischen, konstruktiven sowie bauphysikalischen Ansprüchen genügen.

Fassaden aus Betonfertigteilen werden aus einzelnen Elementen zu einer homogenen Einheit zusammengefügt, da produktionsbedingt bestimmte Abmessungen nicht überschritten werden können. Die Gebäudeaußenhülle bildet daher keine geschlossene Fläche, aus diesem Grund ist der Fuge zwischen den einzelnen Elementen in funktionaler und konstruktiver Hinsicht besondere Aufmerksamkeit zu schenken. Seit Mitte der 1990er Jahre ist ein verstärktes Interesse an Betonfertigteilen als sichtbaren Gebäudeabschluss und zur Gestaltung von Architekturfassaden zu beobachten [5].

Grundsätzlich werden Fassadensysteme aus Betonfertigteilen in die in Abbildung 2 dargestellten drei Fassadensysteme unterteilt [6]:

- mehrschichtige Stahlbetonwandtafeln,
- großformatige Vorhangfassaden,
- kleinformatige, vorgehängte Betonwerksteinfassaden.

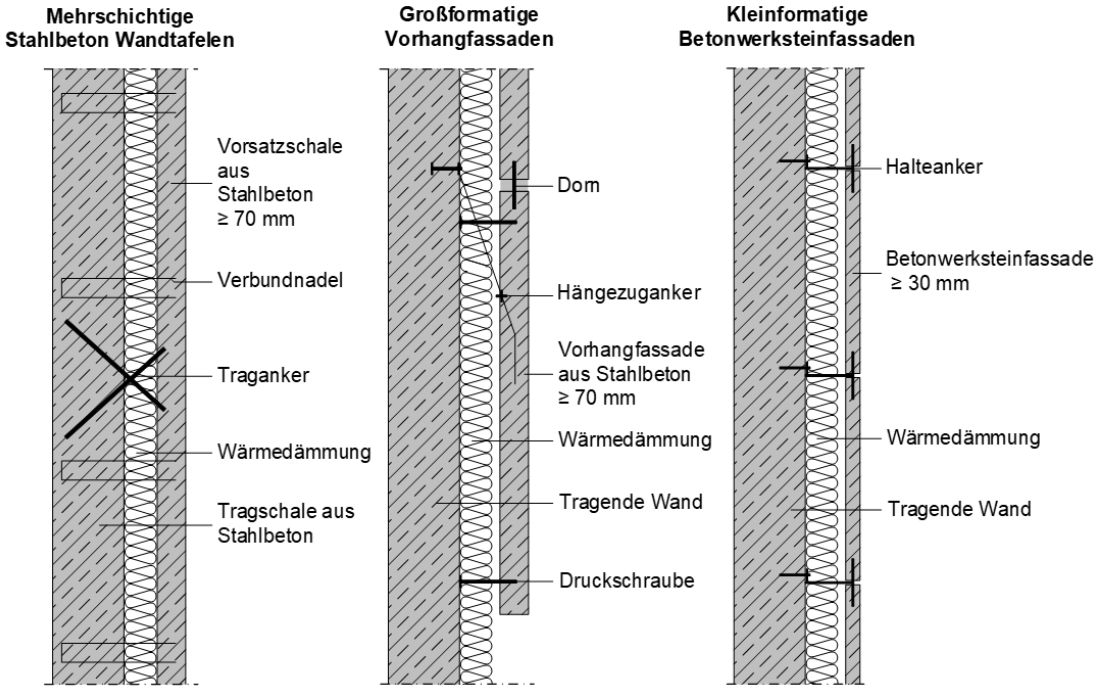


Abbildung 2: Darstellung unterschiedlicher Betonfassadensysteme

Mehrschichtige Stahlbetonwandtafeln werden bereits seit den 1960er-Jahren eingesetzt [25]. Die Wandtafeln weisen einen dreischichtigen Aufbau, bestehend aus einer Vorsatzschale, einer Dämmschicht und einer Tragschale auf (siehe Abbildung 2) und werden im Fertigteilwerk hergestellt. Die Vorsatz- und Tragschale bestehen im Normalfall aus Stahlbeton und in Sonderfällen aus Textilbeton [87], [88], haufwerksporigem Leichtbeton [89] oder mikrobewehrtem Hochleistungsbeton [90]. Die Bauteilabmessungen betragen maximal 6 m x 12 m. Die Vorsatzschale ist üblicherweise zwischen 70 mm [91] und 120 mm dick, dient als architektonisches Gestaltungselement und erfüllt die Funktion des Witterungsschutzes für den Wärmedämmstoff. Die Tragschale übernimmt tragende Funktionen und besteht aus einem Fertigteil oder einem Fertigteil und einer Ortbetonergänzung [19]. Die Dicke der Tragschale sollte der 1,5-fachen Dicke der Vorsatzschale entsprechen [92] und mindestens 140 mm dick sein [6]. Übliche Betonfestigkeitsklassen für die Vorsatz- und Tragschale liegen zwischen C30/37 und C50/60. Als Wärmedämmstoffe kommen vorwiegend expandiertes Polystyrol (EPS), extrudiertes Polystyrol (XPS) sowie Mineralwolle (MW) zum Einsatz. Übliche Dämmstoffdicken betragen 60 mm bis 240 mm [6].

Großformatige, vorgehängte Fassadenplatten sind einschichtige Stahlbetonplatten, die nachträglich über Hängezuganker und über Druckschrauben am Tragwerk befestigt werden (siehe Abbildung 2). Im Gegensatz zu mehrschichtigen Stahlbetonwandtafeln werden Wärmedämmschicht und Fassadenplatte nachträglich am Tragwerk angebracht bzw. befestigt. Die maximale Länge der Fassadenplatte sollte maximal 7 m betragen [92]. Die Dicke der Fassadenplatte beträgt bei einlagig bewehrten Fassadenplatten mindestens 80 mm und bei zweilagig bewehrten Fassadenplatten mindestens 120 mm. Dabei ist die Dicke der Fassadenplatte vielmehr abhängig von der Oberflächenstruktur sowie der Expositionsklasse und der konstruktiven Durchbildung. Die großformatig, vorgehängte Fassadenplatte ist gemäß [93] mit Hinterlüftung von mindestens 20 mm Dicke auszuführen.

Als Betonwerksteinfassaden werden kleinformatige vorgehängte Fassadenplatten bezeichnet, die bewehrt oder unbewehrt sein können und eine Wandfläche von ca. 0,2 – 1,0 m² aufweisen. Betonwerksteinplatten sind in DIN V 18500 [94] normativ geregelt und nach [93] bemessen. Die Betonwerksteinplatten können auch mit bauaufsichtlich zugelassenen Kurzfasern und Textilien bewehrt werden. Die Ausführung der Betonwerksteinfassade erfolgt analog zu großformatigen, vorgehängten Fassadenplatten mit einer Luftschicht zwischen Dämmstoff und Fassadenplatte.

2.2 Einwirkungen auf Betonfassaden

Betonfassaden unterliegen während ihrer Lebensdauer einer Vielzahl von unterschiedlichen Einwirkungen. Dazu gehören:

- die Eigenlast der Vorsatzschale,
- klimatische Einwirkungen wie Temperatur, Feuchtigkeit und Wind sowie
- außergewöhnliche Einwirkungen.

In Abbildung 3 sind alle relevanten Einwirkungen für das betrachtete Fassadensystem abgebildet. Die dargestellten Einwirkungen gelten für nicht tragende, freihängende Betonfassaden über der Geländeoberkante.

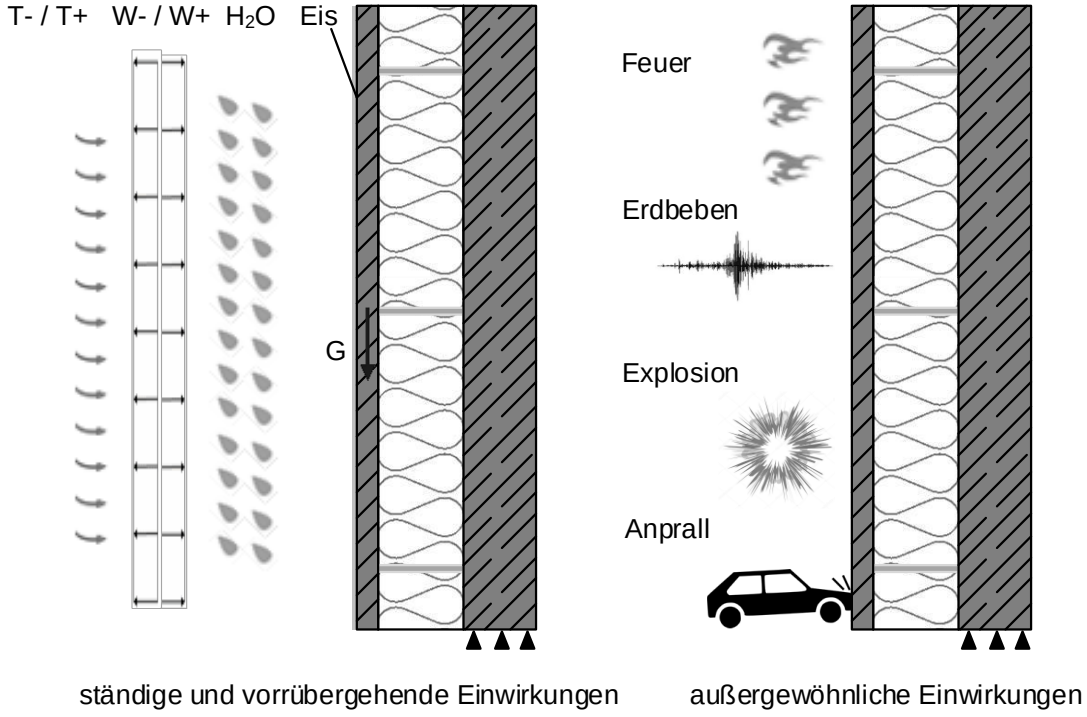


Abbildung 3: Einwirkungen auf nichttragende, freihängende Betonfassaden über der Geländeoberkante; links: ständige und veränderliche Einwirkungen; rechts: außergewöhnliche Einwirkungen

2.2.1 Eigenlast

Das Eigengewicht der Fassade sowie gegebenenfalls zusätzlich wirkende ständige Ausbaulasten nach DIN EN 1991-1-1 [7] werden über die Verbindungsmittel aufgenommen und in die Tragstruktur des Gebäudes weitergeleitet.

2.2.2 Wind

Zyklisch wiederkehrende Windsog- und Winddruckkräfte wirken senkrecht zur Fassadenplatte. Die Größe der Belastung ist dabei abhängig von der geographischen Lage, der Gebäudehöhe, den Gebäudeabmessungen und der umgebenen Bebauung. Die einwirkenden Windlasten sind gemäß DIN EN 1991-1-4 [8] in Kombination mit dem nationalen Anwendungsdokument [9] zu berücksichtigen.

2.2.3 Temperatur

Fassaden sind erheblichen Temperaturschwankungen ausgesetzt. Diese sind sowohl von den Jahreszeiten als auch vom Tagesverlauf abhängig. Vereinfachend wird der nichtlineare Temperaturverlauf für die Bemessung in einen Temperaturgradienten ΔT in der Fassadenplatte und eine gleichmäßige Temperaturänderung $\Delta\vartheta$ zwischen Vorsatz- und Tragschale unterteilt. Tabelle 1 zeigt die für eine Bemessung maßgebenden Temperaturen von Fassaden mit und ohne Hinterlüftung.

Tabelle 1: Temperaturen für die Bemessung von Betonfassaden nach [6], [10], [11]

Hinterlüftung	Temperatur	Sommer		Winter
ohne	Betontemperatur innen ϑ_i		+ 20 °C	
	Betontemperatur außen ϑ_a	+ 65 °C		- 20 °C
	Temperaturdifferenz $\Delta\vartheta$	45 K		40 K
	Temperaturgradient ΔT		± 5 K	
mit	Betontemperatur innen ϑ_i		+ 20 °C	
	Betontemperatur außen ϑ_a	+ 80 °C		- 20 °C
	Temperaturdifferenz $\Delta\vartheta$	60 K		40 K
	Temperaturgradient ΔT		± 1,5 K/cm Bauteildicke	

2.2.4 Feuchtigkeit

Die Betonfassade ist ungeschützt der Witterung ausgesetzt und unterliegt daher eine hygrische Beanspruchung. In Abhängigkeit des Wasseraufnahmeverhaltens des Betons stellt sich ein Feuchtegradient über die Plattendicke ein. Aus dem Quellen des Betons entsteht eine Zwangsbeanspruchung. Diese wird gemäß [12] auf der Widerstandsseite des Materials berücksichtigt.

2.2.5 Frost-Tau-Wechsel, Schnee- und Eislasten

Schnee- [13] und Eislasten [14] müssen in der Regel nur für geneigte Fassaden berücksichtigt werden. Einwirkungen aus Frost werden für Betonwerksteinfassaden, analog hygrischer Einwirkungen nach [12] auf der Widerstandsseite berücksichtigt. Grundsätzlich lässt sich festhalten, dass Frost-Tau-Wechsel zu einer Schädigung der Bauteiloberfläche führen können, wodurch die mechanischen Eigenschaften degradiert werden.

2.2.6 Schwinden

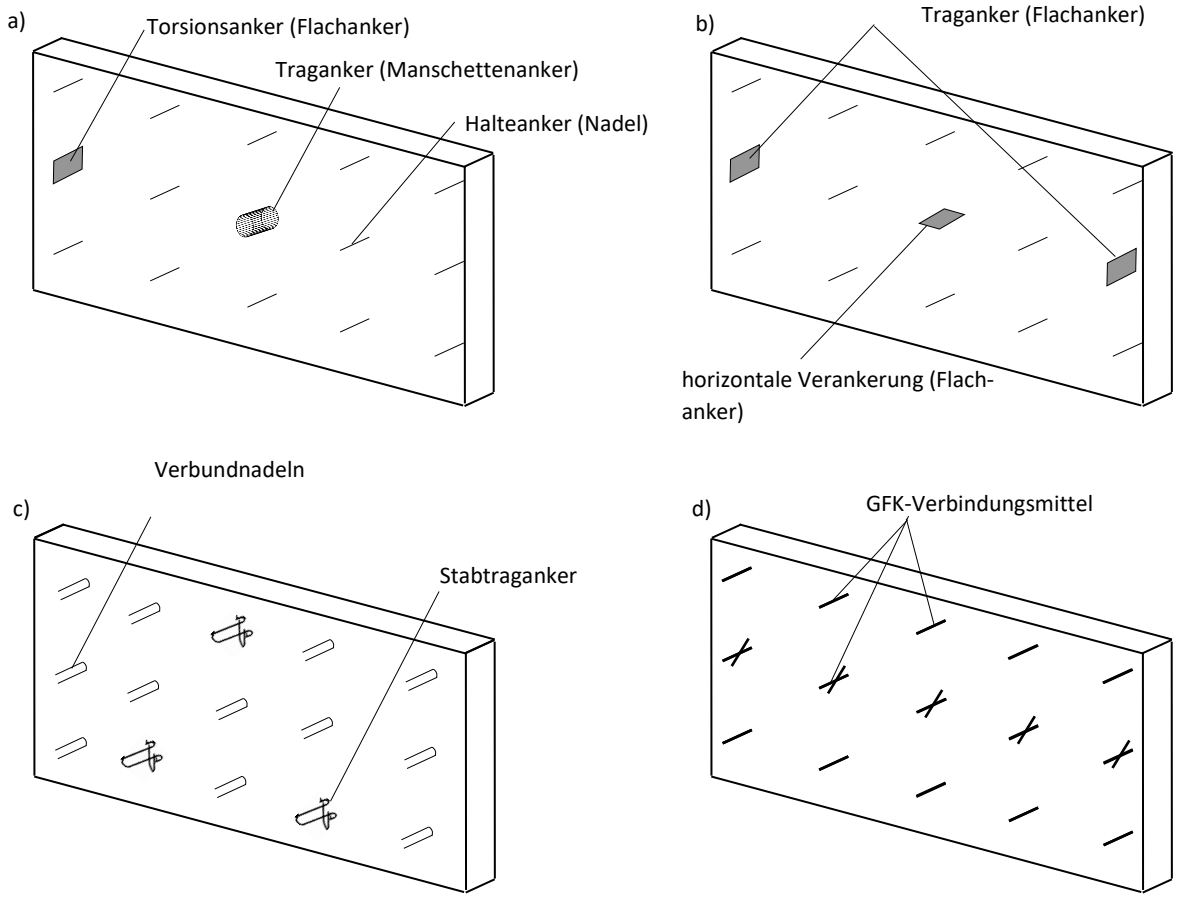
Beim Aushärten von Beton entstehen Schwindverformungen. Dies führt einerseits zu einer Verkürzung des Bauteils und besonders bei Sandwichtafeln infolge des unterschiedlichen Schwindens auf zu einer Verkrümmung der Betonschalen. Die Berücksichtigung der Schwindverformungen erfolgt nach DIN EN 1992-1-1 [15].

2.3 Ultrahochleistungsbeton

Als „Ultrahochleistungsbeton“ (engl. Ultra High Performance Concrete) UHPC werden Betone bezeichnet, deren Druckfestigkeit oberhalb der nach DIN EN 206 definierten Festigkeitsklasse C100/105 liegen. Zur Erzielung gesteigerter Festigkeiten werden dazu Gefügestörungen bzw. Poren in der Betonmatrix reduziert. Zur Reduktion der Hohlräume werden dazu Mikrofüller wie z. B. Microsilika oder Quarzmehl eingesetzt, die die Packungsdichte erhöhen. Simultan wird der Wasser-Zement-Wert reduziert, woraus eine geringere Porosität resultiert. Somit steht weniger Wasser zur Verfügung, als zur vollständigen Hydratation des Zementes benötigt wird. Im Zementstein verbleibt unhydratisierter Zementklinker, der als hochfeste Gesteinskörnung fungiert [17]. In Folge der Festigkeitssteigerung ändert sich die Versagensart gegenüber Normalbeton hin zum Bruchverlauf durch die Gesteinskörnung. Im Sachstandsbericht UHPC [18] ist der Stand der Technik zusammengefasst.

2.4 Verbindungsmittelkonzepte für mehrschichtige Stahlbetonwände

Zur Kopplung der Betondeckschichten von mehrschichtigen Stahlbetonwänden wird üblicherweise ein System aus schubweichen Halteankern und schubsteifen Tragankern verwendet [19]. Halteanker übertragen ausschließlich Normalkräfte, Traganker übertragen Normal- als auch Querkräfte [6]. Bei der Anordnung der Traganker wird eine statisch bestimmte Lagerung der Vorsatzschale angestrebt, um Zwang infolge thermischer und hygrischer Einwirkungen zu reduzieren. Mögliche Anordnungen von Halte- und Tragankern sind in Abbildung 4 dargestellt. Die Lagerung der Vorsatzschale erfolgt durch einen Manschettenanker kombiniert mit einem exzentrischen Flachanker zur Aufnahme eines potenziellen Torsionsmomentes, drei Flachanker oder drei Stabanker. Bei der Verwendung von stabförmigen Verbindungsmitteln aus glasfaserverstärktem Kunststoff bilden diagonal angeordnete Verbindungsmittel die Funktion der Traganker. Diese werden auf Höhe der Schwerachse angeordnet, um eine möglichst zwängungsfreie Lagerung zu ermöglichen. Die Verbindungsmittel werden üblicherweise in einem regelmäßigen quadratischen Raster von 0,50 bis 1,20 m angeordnet. Dabei werden die Traganker in das Ankerraster der Halteanker eingepasst und symmetrisch zur Schwerachse angeordnet.



a) Starrer Traganker im Flächenschwerpunkt

b) Biegeweiche Flachanker außerhalb des Flächenschwerpunktes

c) Stabtraganker und Verbundnadeln

d) Stabförmige GFK-Verbindungsmittel

Abbildung 4: Übersicht über Verbindungsmittelkonzepte für mehrschichtige Stahlbetonwandtafeln aus [19]

2.5 Verbindungsmittel aus glasfaserverstärktem Kunststoff

Der Verbundwerkstoff glasfaserverstärkter Kunststoff besteht aus einer formgebenden, duroplastischen Matrix als Grundwerkstoff und darin eingebetteten Verstärkungsglasfasern. Die Einzelkomponenten übernehmen innerhalb des Verbundes unterschiedliche Aufgaben [19]. Als Fasern werden dünne (Ø3…25µm), unidirektional ausgerichtete endlos Glasfasern (Filamente) verwendet, die von einer Kunstharzmatrix vollflächig umschlossen sind. Die anorganischen Fasern beeinflussen aufgrund ihrer mechanischen Eigenschaften maßgebend die Steifigkeit und Festigkeit des Verbundwerkstoffs [21]. Als Werkstoff für die Kunststoffmatrix werden hauptsächlich duroplastische Polymere wie Epoxidharze (EP), Vinylesterharze (VE) und Vinylesterurethanharze (VEU) verwendet. Die Matrix fixiert die Fasern in der gewünschten geometrischen Position, überträgt die Beanspruchung zwischen den Fasern, verhindert ein Ausknicken der Fasern unter Druckbelastung und schützt die Fasern vor äußerer mechanischer und chemischer Beanspruchung.

Durch das Zusammenwirken von Glasfaser und Polymermatrix werden die Vorteile der einzelnen Komponenten kombiniert. Neben den Eigenschaften der Komponenten und deren Mengenanteile ist die Herstellung im Pultrusionsverfahren [21] sowie das spezifische Zusammenwirken von Matrixharz und Verstärkungsfaser maßgebend für die Eigenschaften des Verbundwerkstoffs. In Abbildung 5 sind exemplarische Aufnahmen eines unidirektional verstärkten Glasfaserstabes mittels eines Röntgenelektronenmikroskops dargestellt.

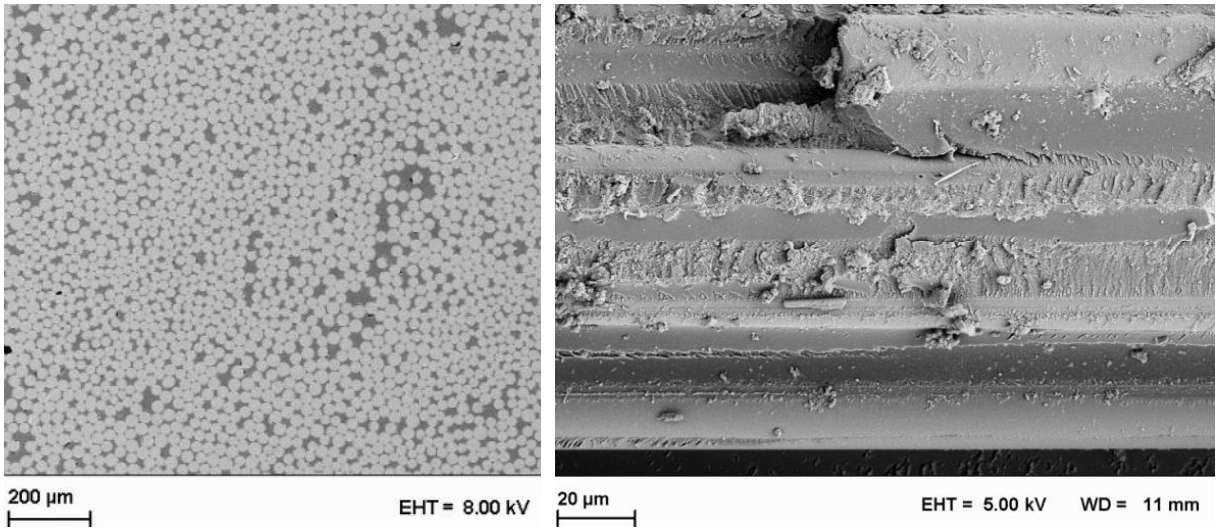


Abbildung 5: links: Querschnitt eines unidirektionalen Faserverbundkunststoffes; rechts: Längsschnitt eines unidirektionalen Faserverbundkunststoffes (Quelle: Institut für Verbundwerkstoffe GmbH, Kaiserslautern)

Aufgrund der unidirektionalen Ausrichtung der Glasfasern weist der Verbundwerkstoff anisotrope mechanische Eigenschaften auf. In Faserrichtung verfügt dieser über eine hohe Steifigkeit und Festigkeit. In Querrichtung weist der Verbundwerkstoff eine geringe Steifigkeit und Festigkeit auf und ermöglicht somit eine möglichst zwängungsfreie Lagerung von Fassadenplatten.

Auf dem Markt existieren unterschiedliche Verbindungsmittel aus glasfaserverstärktem Kunststoff für den Einsatz in Betonfassaden, die über eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung verfügen [22], [23], [24]. Die Verbindungsmittel unterscheiden sich hinsichtlich der Materialzusammensetzung, der mechanischen Eigenschaften und des Konzeptes zur Verankerung im Beton. In Abbildung 6 sind unterschiedliche Verbindungsmittel dargestellt.

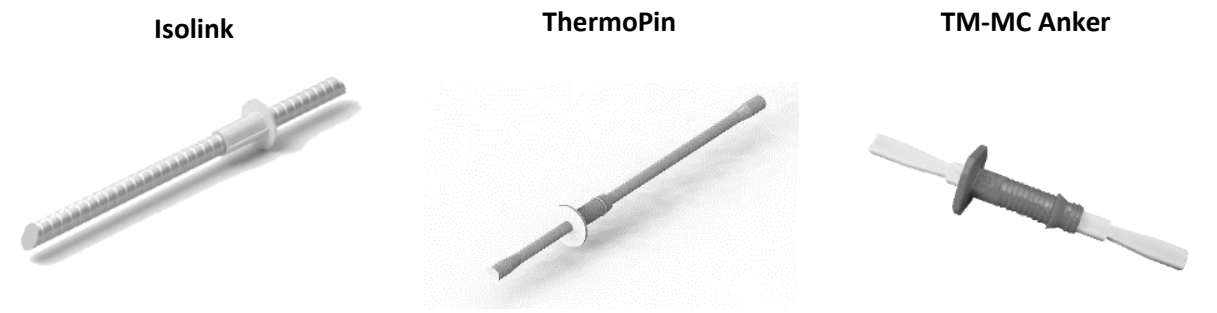


Abbildung 6: Zusammenstellung unterschiedlicher GFK-Verbindungsmittel

Die Verbindungsmittel unterscheiden sich deutlich hinsichtlich der Materialzusammensetzung und der Querschnittsgeometrie. Tabelle 2 gibt einen Überblick über Material- und Geometriekenngrößen unterschiedlicher GFK-Verbindungsmittel.

Tabelle 2: Kenngrößen von GFK-Verbindungsmitteln nach [25], [26]

Bezeichnung			**Isolink**	**ThermoPin**	**TM-MC Anker**
Matrixwerkstoff			Vinylesterurethanharz	Epoxidharz	Vinylester
Faserwerkstoff			ECR-Glas	Glas	Borosilikatglas
Faseranteil		Gew.-%	87,1	k.A.	74
		Vol.-%	74,3	k.A.	53
Oberfläche			gerippt	gewickelt	glatt
min. Zugfestigkeit	$f_{tk} = f_{yk}$	N/mm²	1.000	1.500	700
Zug E-Modul	E_t		60.000	60.000	40.000
Querschnittsabm.		mm	$Ø_K$ 12,0; $Ø_A$ 13,5	$Ø_A$: 7,3	h/b: 9,8/5,7

Aufgrund der anisotropen Werkstoffeigenschaften ist eine Verankerung z. B. durch eine Zusatzbewehrung analog zu metallischen Verbindungsmitteln aufgrund lokaler Spannungsspitzen nicht zielführend. Die Herstellung einer gekrümmten Geometrie wie gewellter Enden bzw. geschlossener Biegeformen ist im Pultrusionsverfahren nicht ohne erhöhten Aufwand möglich. Für die Verankerung von Verbindungsmitteln sind somit abweichende Verankerungsmechanismen zu verwenden. Die Verbindungsmittel weisen zur Verankerung im Beton eine Oberflächenprofilierung oder eine Hinterschnittgeometrie auf. In Abbildung 7 sind die Lastübertragungsmechanismen der GFK-Verbindungsmittel schematisch dargestellt.

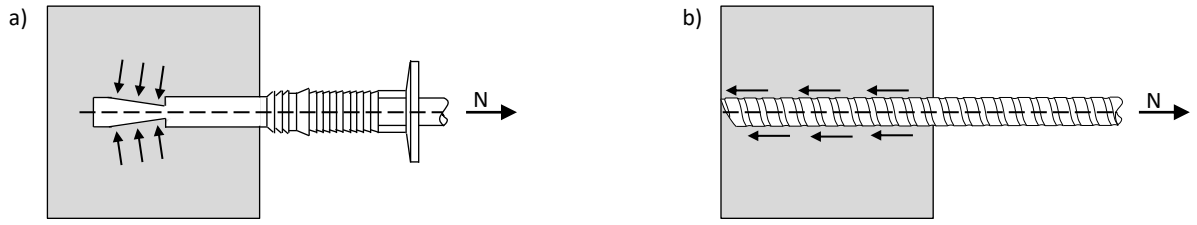


Abbildung 7: Lastübertragungsmechanismen von stabförmigen Verbindungsmitteln aus glasfaserverstärktem Kunststoff a) Verankerung mittels Hinterschnittgeometrie; b) Verankerung über Verbund

Aufgrund der im Forschungsprojekt angestrebten geringen Bauteildicke der filigranen Fassadenplatten von ca. 30 mm ± 20 mm sind Verbindungsmittel, die über einen Hinterschnitt verankert sind nicht für die Anwendung in diesem Forschungsprojekt geeignet.

3 Kleinformatige Materialuntersuchungen

Zur wirklichkeitsnahen Beschreibung des Tragverhaltens von punktgestützten, unbewehrten UHPC-Fassadenplatten werden Materialuntersuchungen an kleinformatigen Probekörpern durchgeführt. Dazu wird der Maßstabseffekt des Ultrahochleistungsbetons anhand der zentrischen Zugfestigkeit, der uniaxialien Biegezugfestigkeit sowie der biaxialen Biegezugfestigkeit experimentell untersucht. Weiterhin wird der Temperatureinfluss sowie der Einfluss unterschiedlicher Gesteine und Größkorndurchmesser der Gesteinskörnung auf die uniaxiale Biegezugfestigkeit ermittelt. Die Untersuchungen werden an den nachfolgend vorgestellten Betonmischungen durchgeführt.

3.1 Betonmischungen

Im Rahmen dieses Forschungsprojektes werden unterschiedliche Betonrezepturen untersucht, die auf der Bindemittelvormischung NANODUR® Compound 5941 Grau der Firma Dyckerhoff GmbH basieren. Vorteile beim Einsatz der Bindemittelvormischung sind der Einsatz gewöhnlicher Mischtechnik wie Teller- oder Freifallmischer [27], die Möglichkeit zum Verzicht auf eine aktive Trocknung der Gesteinskörnung sowie die Vermeidung von Silikastaub. Weiterhin weißt die Bindemittelvormischung NANODUR® Compound 5941 Grau im Vergleich zu herkömmlichen Ultrahochleistungsbetonen UHPC M2Q und UHPC B1Q ein geringeres Treibhaupotenzial auf (Abbildung 8). Im Vergleich zu Stahlbeton weißt NANODUR® ab einer Dickenreduzierung von mindestens 25 % ein geringeres Treibhauspotenzial auf.

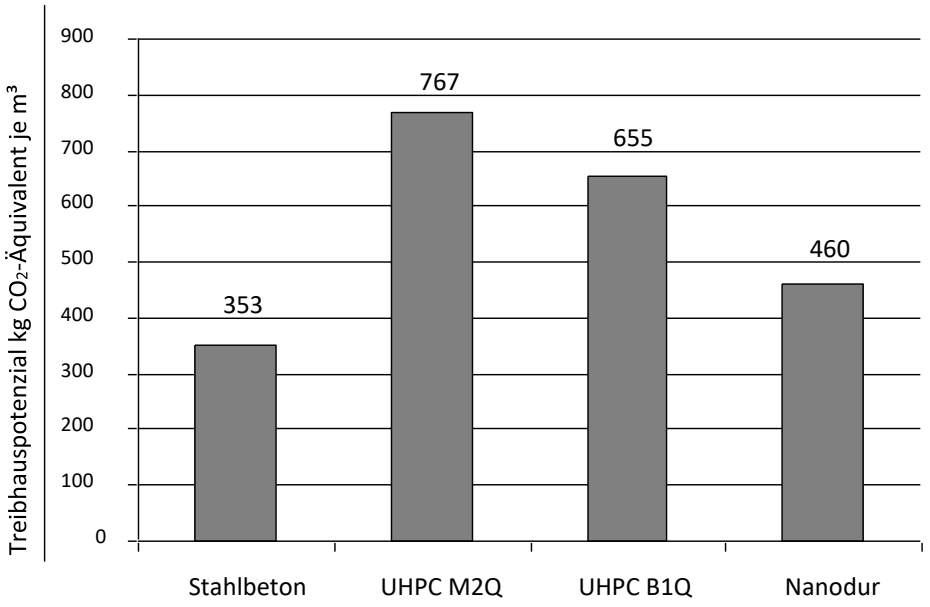


Abbildung 8: Lebenszyklusanalyse der Fa. Evonik Industries AG; Vergleich des Treibhauspotenzials von Stahlbeton, herkömmlichen UHPC und Nanodur

Eine Übersicht der grundlegenden Bestandteile der untersuchten Betonrezepturen ist in Abbildung 9 dargestellt.

Abbildung 9: Bestandteile der Standardrezeptur von NANODUR®Beton; von links: NANODUR® Compound 5941, Gestein, hier Basaltsplitt 2/5 mm, Rheinsand 0/2 mm, Wasser, Fließmittel

Die im Rahmen des Forschungsprojektes verwendeten Betonmischungen sind in Tabelle 3 zusammengestellt. Die UHPC-Mischungen unterscheiden sich maßgeblich durch das verwendete Gestein sowie durch den Durchmesser des Größtkorns. Alle verwendeten Gesteinskörnungen kommen aus demselben Steinbruch. Dies gewährleistet gleichbleibende Eigenschaften des Gesteins bei Variation der Sieblinie. Durch die Variation des Gesteins können die Auswirkungen auf die mechanischen und physikalischen Eigenschaften untersucht werden. Zielstellung ist dabei eine Optimierung der UHPC-Mischung z. B. zur Reduktion des autogenen Schwindens oder zur Erhöhung der Zugfestigkeit. Dies soll nachfolgend eine Anpassung an lokale vorhandene Gesteinskörnungen ermöglichen. Das Bezeichnungsschema ist in Abbildung 10 dargestellt.

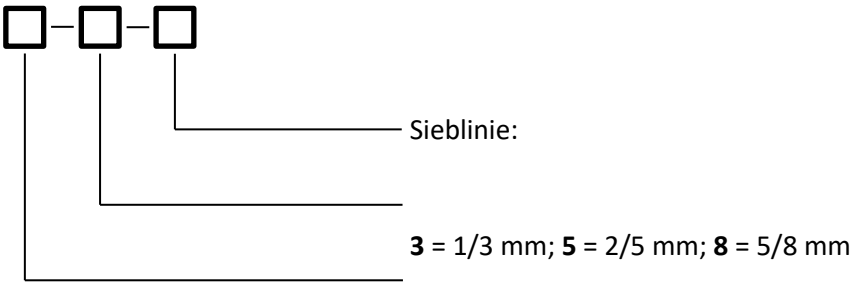


Abbildung 10: Bezeichnungsschema zur Kennzeichnung der untersuchten UHPC-Mischungen

Tabelle 3: Zusammensetzung der verwendeten UHPC-Mischungen

Bez.	Gestein 1	Gestein 2	Bindemittelvormischung [kg/m³]		Fließmittel	H_2O
	[kg/m³]	[kg/m³]	Mikrofüller	Zement	[kg/m³]	[l/m³]
MB3	Basalt 1/3 mm 829	Rheinsand 0/2 mm 2.650	Dyckerhoff NANODUR® Compound 5941 Grau 1.067		BASF ACE 430 13,78	157
MB5	Basalt 2/5 mm 835					
MB8	Basalt 5/8 mm 844		Quarzmehl 41 M.-%	CEM II/B-S 52,5 R 59 M.-%		

Zur Charakterisierung der verwendeten UHPC-Mischungen sind die Mittelwerte der Druckfestigkeit-, Biegezug- und Spaltzugprüfungen und der Prüfung des Elastizitätsmoduls aus jeweils drei Probekörpern in Tabelle 4 dargestellt. Die Probekörper wurden 28 Tage trocken gelagert und nachfolgend geprüft. Die Prüfungen erfolgen nach [28], [29], [30] und [31]. Mit größer werdenden Größtkorndurchmesser ist eine Abnahme der uniaxialen Biegezugfestigkeit sowie eine Zunahme des Elastizitätsmoduls erkennbar.

Tabelle 4: Festbetoneigenschaften der verwendeten UHPC-Mischungen

Bezeichnung	Druckfestigkeit	Uniaxiale Biegezugfestigkeit	Spaltzugfestigkeit	E-Modul
	$f_{cm,cube}$	$f_{ctm,fl}$	$f_{ctm,sp}$	E_{cm}
	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]
MB3	134	13,3	5,6	49.684
MB5	131	12,0	5,9	50.895
MB8	129	9,6	5,8	54.837

3.2 Maßstabseffekt

Die Biegezugfestigkeit von Betonbauteilen ist abhängig von der Zugfestigkeit des Betons und der Bauteilhöhe. Mit steigender Bauteilhöhe sinkt die Biegezugfestigkeit und nähert sich der zentrischen Zugfestigkeit an. Dieses Verhalten wird als Maßstabseffekt bezeichnet. Der Maßstabseffekt ist bei bewehrten Bauteilen vernachlässigbar, da die Zug- bzw. Biegezugfestigkeit bei der Bemessung nicht angesetzt wird.

Prinzipiell unterscheidet man zwischen statischem und energetischem Maßstabseffekt [32]. Zu den statistischen Modellen gehören der bereits 1939 entwickelte Ansatz, der dem Konzept des schwächsten Kettengliedes folgt [33]. Bei diesem Ansatz wird von statistisch verteilten Fehlstellen im Werkstoffvolumen ausgegangen. Vergrößert sich das Werkstoffvolumen, so steigt die Anzahl der Fehlstellen, woraus eine geringere Festigkeit resultiert. Eine ähnliche These beschreibt [34], der den Maßstabseffekt bei der Zugfestigkeit von Normalbeton untersucht. Ein weiterer Ansatz existiert von [35]. Dessen Modell geht von der maximalen Inhomogenität des Betons aus, die durch das Größtkorn charakterisiert wird. Wenn

das Größtkorn im Verhältnis zur Bauteildicke sehr klein ist, verhält sich der Beton wie ein nahezu homogener Werkstoff. Ist die Bauteildicke jedoch sehr gering, verhält sich der Probekörper inhomogen und der Einfluss des Größtkorns steigt.

Die grundlegenden Modelle zum energetischen Maßstabseffekt, der im Vergleich zum statistischen Maßstabseffekt stärker ausgeprägt ist, sind im nachfolgenden erläutert. Das Fictitious Crack Modell nach [36] erläutert den Maßstabseffekt bei der Prüfung der Zug- und Biegezugfestigkeit. Wie in Abbildung 11 dargestellt, verformt sich ein Bauteil, das durch eine uniaxiale Zugspannung beansprucht wird, nahezu linearelastisch bis zum Erreichen der Zugfestigkeit f_{ct}. Infolge der Belastung entstehen über das gesamte Probekörpervolumen Mikrorisse (Zustand A). Mit ansteigender Zugbeanspruchung steigt die Mikrorissanzahl und es findet ein Lokalisierungsprozess statt bis die maximale Zugspannung übertragen wird (Zustand B). Anschließend tritt ein diskreter Riss auf und die Spannung fällt ab. Mit zunehmender Rissöffnung werden weiterhin Spannung über Rissverzahnung und kohäsive Kräfte übertragen bis der Riss vollständig geöffnet ist (Zustand C).

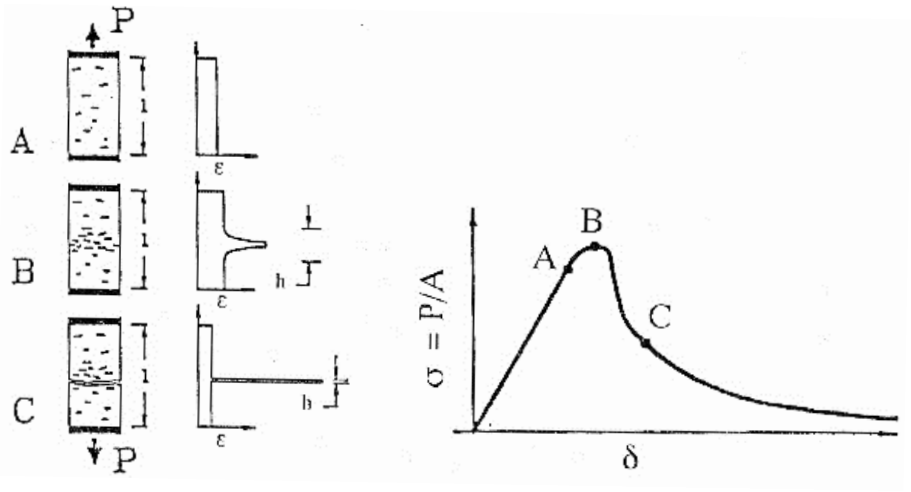


Abbildung 11: Risslokalisierung und übertragbare Spannung [36]

Das Fictious Crack Model beruht auf der Annahme, dass kein Lokalisierungsprozess stattfindet, sondern schon zu Beginn ein fiktiver Riss im Querschnitt existiert. Nach [37] vereint der fiktive Riss alle Zugspannungs-Rissöffnungs-Beziehungen der Mikrorisse und des diskreten Risses. In Abbildung 12 ist die Spannungsverteilung in der Rissprozesszone exemplarisch dargestellt.

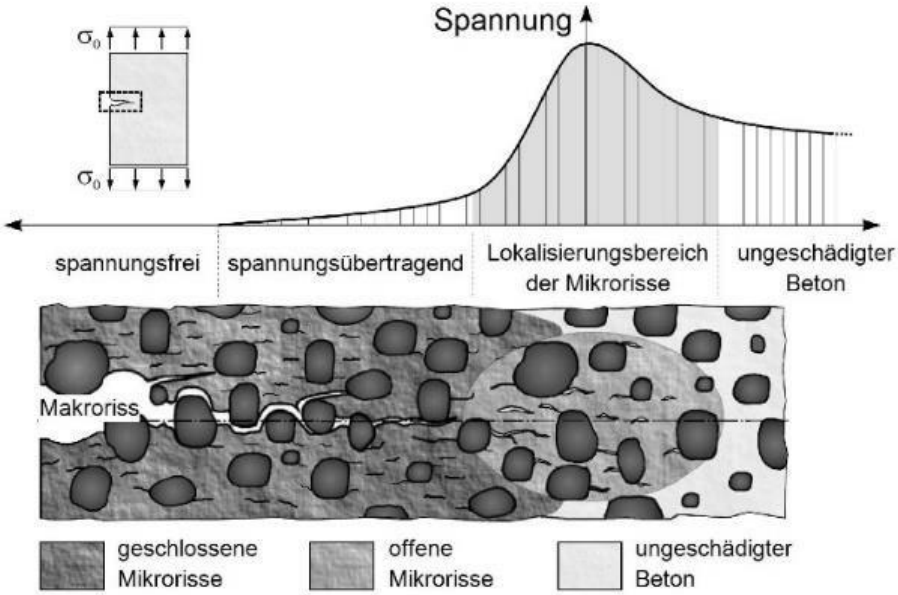


Abbildung 12: Spannungsübertragung in der Rissprozesszone [38]

Um den Einfluss des fiktiven Risses auf den Maßstabseffekt zu verdeutlichen, ist in Abbildung 13 die Spannungsverteilung zweier gerissener, auf Biegung beanspruchten Bauteile mit unterschiedlichen Höhen dargestellt. Unter der Annahme, dass der fiktive Riss jeweils die gleiche Länge aufweist und eine identische Größe hat, zeigt sich ein größerer nicht-linearer, positiver Spannungsanteil bei der kleineren Bauteilhöhe. Daraus resultiert eine im Verhältnis höhere Biegetragfähigkeit.

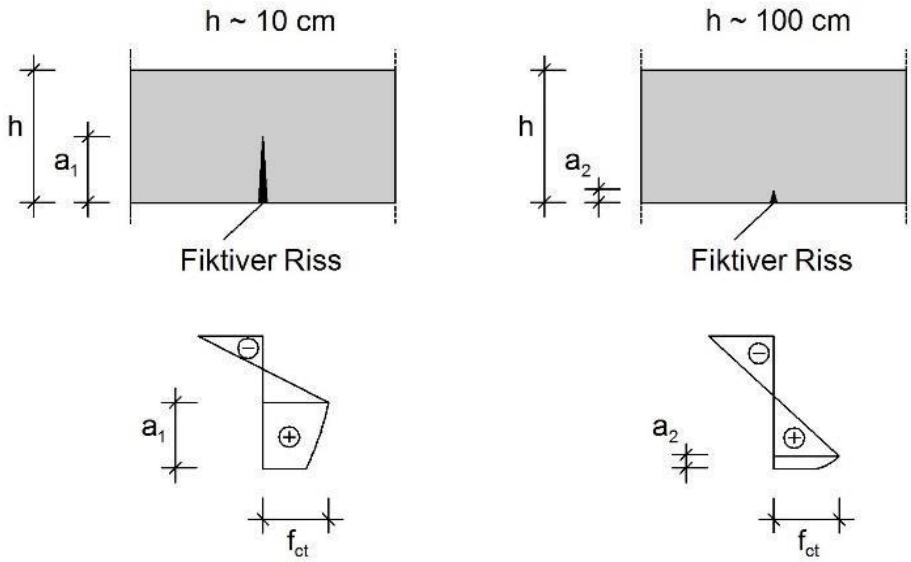


Abbildung 13: Prinzip des Fictitious Crack Modells [36]

Ein weiteres Modell zur Beschreibung des Maßstabseffekt basiert auf der freigesetzten Dehnungsenergie während des Risswachstums [39]. Das Modell beruht auf der Annahme, dass in Nähe des Risses, sowie über die gesamte Querschnittsfläche, eine konstante Nennspannung σ_N vorhanden ist. Entsteht ein Riss, entlastet sich ein Feld um diesen und die in unmittelbarer Umgebung, im linear elastisch verformten Körper vorhandene Dehnungsenergie ist Null. Die Verteilung dieses Bereiches ist durch den

weißen Flächenanteil in Abbildung 14 dargestellt. Die zugehörige Steigung k beschreibt, welche Neigung dieser Bereich bis zur Rissspitze aufweist und ist eine empirische Konstante, die material- und geometrieabhängig ist. Weiterhin gilt, dass das Verhältnis der Risslänge a_0 zur Höhe h konstant ist [40].

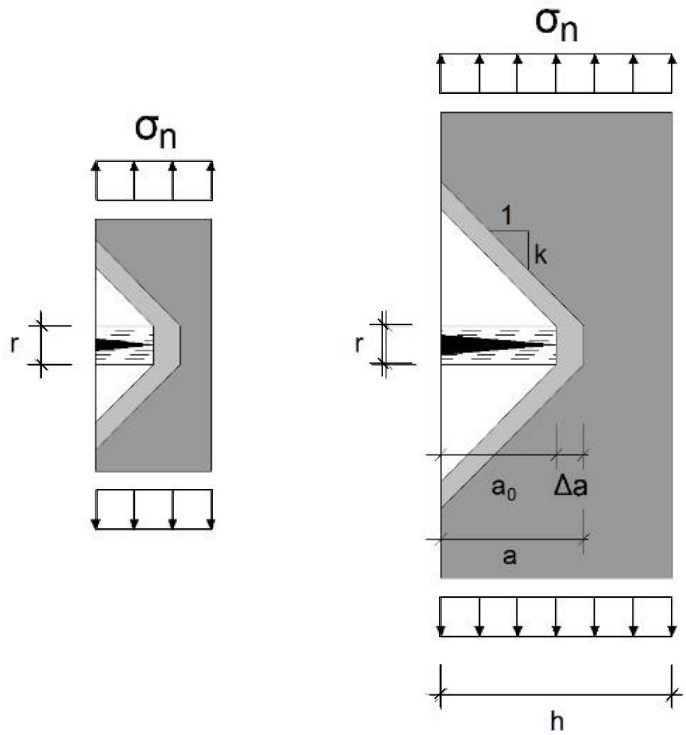


Abbildung 14: Dehnungsenergie-Entlastungsbereiche [39]

Kommt es zu einer weiteren Belastung, nimmt das Risswachstum und, daraus resultierend, die Risslänge um Δa zu. Durch die Annahme, dass a_0/h konstant ist, resultiert bei gleicher Rissverlängerung und konstanter Nennspannung σ_N eine höhere freigesetzte Dehnungsenergie bei einer größeren Bauteilabmessung. Vereinfacht kann zusammengefasst werden, dass die Rissprozesszone bei dünnen Bauteilen relativ groß und bei dicken Bauteilen relativ klein ist. Während der Maßstabseffekt bei der uniaxialen Zug- und Biegezugfestigkeitsprüfung für Normalbeton erforscht und normativ erfasst ist [15], [17], fehlen Untersuchungsergebnisse für UHPC und geringe Bauteilhöhen mit h ≤ 50 mm.

Zum Einfluss des Maßstabseffektes auf die biaxiale Biegezug- und Zugfestigkeit existieren wenige Untersuchungen. Grundlegend wurde das Verhalten von Beton unter dem Einfluss einer zweiachsigen Beanspruchung, und demzufolge auch das biaxiale Zugtragverhalten, von [41] erforscht. Im Ergebnis zeigt sich, dass diese in etwa der uniaxialen Zugfestigkeit entspricht. Aus diesem Grund wird auf eigene Untersuchungen verzichtet. Anders verhält es sich bei der biaxialen Biegezugfestigkeit von Normalbeton, die derzeit im Fokus von Forschungsarbeiten steht. Grund dafür sind die wenigen existierenden, unbewehrten Anwendungen, bei denen diese Materialeigenschaft zur Bemessung notwendig ist. Eine unbewehrte Bauweise wird beispielsweise bei Betonfahrbahnen, Einzelfundamenten und Stützmauern ausgeführt. Für die Prüfung der biaxialen Biegezugfestigkeit von Spritzbeton existiert eine Norm der American Society for Testing and Materials [42]. Diese Prüfnorm orientiert sich an Vorgehensweise und Versuchsaufbauten der Prüfung von Keramik im Bereich der Zahnmedizin [43], [44] und Naturstein [45].

Untersuchungen zum Maßstabseffekt bei der biaxialen Biegezugfestigkeit von Normalbeton werden von [46] durchgeführt. Gegenstand der Untersuchungen sind Prismen und Kreisscheiben mit Bauteildicken von 30, 48 und 75 mm. Im Vergleich zu Vier-Punkt-Biegeversuchen kann eine Festigkeitszunahme von bis zu 110 % festgestellt werden.

Während der Maßstabseffekt bereits theoretisch erforscht ist und normativ beachtet wird, fehlen Erkenntnisse bei Bauteilen mit einer Bauteilhöhe von wenigen Zentimeter. Das Versuchsprogramm zur Erfassung des Maßstabseffekts ist in Tabelle 5 dargestellt.

Tabelle 5: Versuchsprogramm zum Maßstabseffekt

	Versuche				Versuchsanzahl je Betonmischung		
Typ	**Höhe**	**Länge**	**Radius**	**Auflager-abstand**			
	h	l	R_0	l_{eff}	**MB3**	**MB5**	**MB8**
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]			
uniaxiale Zug-versu-che	15	170	-	170		7	-
	20						
	25						
	30						
	35						
	40						
	45						
	50						
uniaxiale Biegezug-versuche	15	160	-	37,5	-	10	-
	20			50			
	25			62,5			
	30			75			
	35			87,5			
	40			100			
	45			112,5			
	50			125			
biaxiale Biegezug-versuche	20	-	160	140	5	5	5
	30		260	250	-		-
	40		350	340	5		5
	45		400	380	-		-
	55		500	480	5		5

Die uniaxialen Biegezugversuche werden mit einer speziellen Biegezugprüfmaschine des Typs ToniNorm 2060 durchgeführt. Die Belastungsgeschwindigkeit beträgt nach [31] 50 N/s. Der Auflagerabstand beträgt 100 mm bei den Standardprobekörpern mit den Maßen 160 mm x 40 mm x 40 mm. Das Verhältnis von Bauteilhöhe zum Auflagerabstand wird bei geänderter Bauteilhöhe beibehalten. Die Versuchsaufbauten für die unidirektionalen Zug- und Biegezugversuche sind in Abbildung 15 dargestellt.

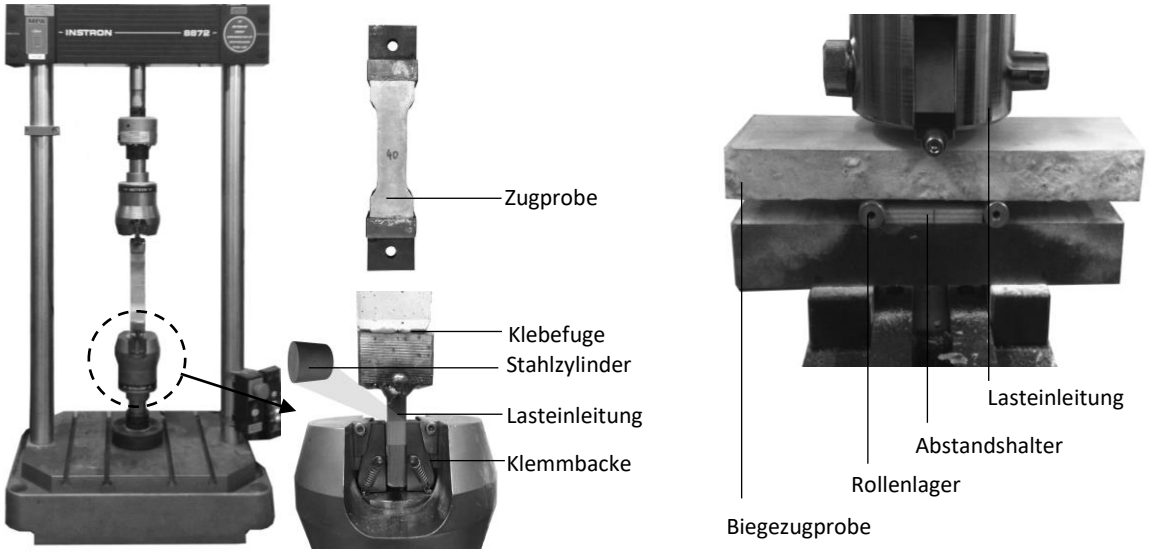


Abbildung 15: Versuchsaufbau für; links: unidirektionale Zugversuche; rechts: unidirektionale Biegezugversuche

Die biaxalen Biegezugversuche zum Maßstabseffekt werden an dem in Abbildung 16 dargestellten Versuchsaufbau „ball on three balls“ in Anlehnung an [42] durchgeführt. Die Prüfgeschwindigkeit beträgt 0,5 mm/min bis zum Bruch. Das Verhältnis von Bauteilhöhe zum Radius ist konstant und beträgt circa r/h = 0,12.

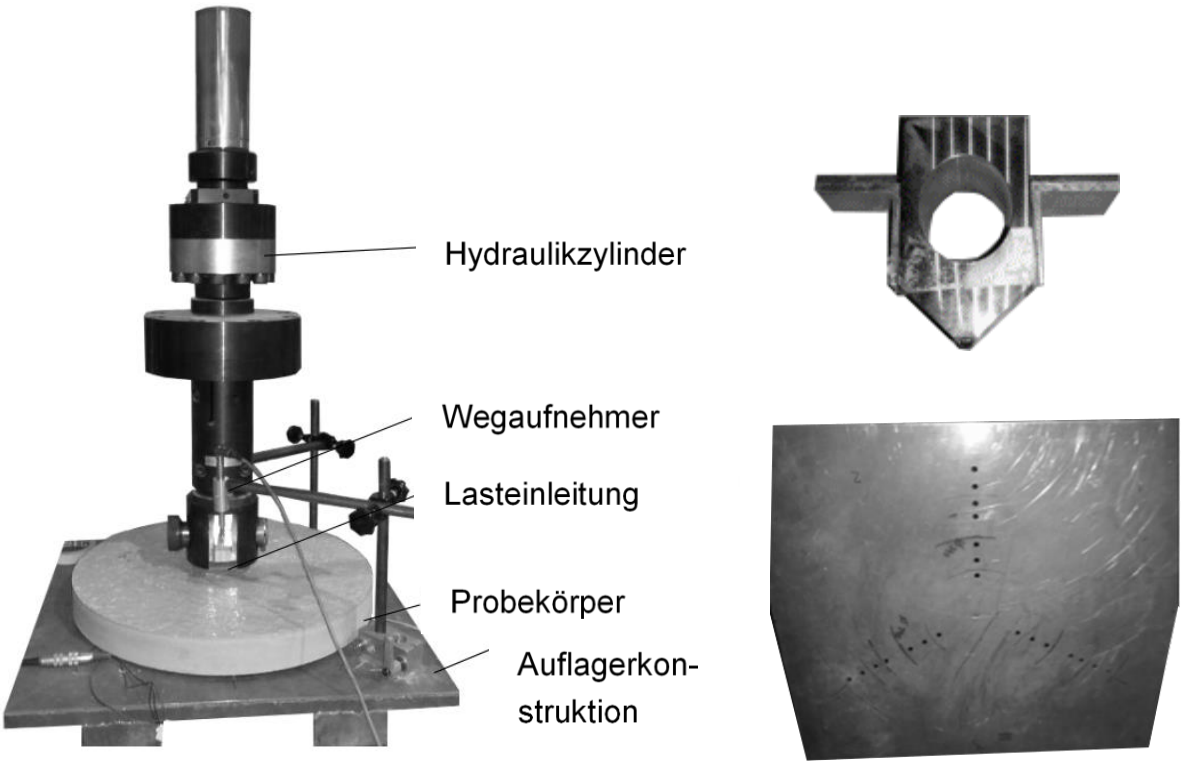


Abbildung 16: Versuchsaufbau für biaxiale Biegezugversuche; links: Gesamtaufbau; rechts: Details der Lasteinleitung und Auflagerkonstruktion mit variablen Auflagerabständen

Eine Übersicht über die unterschiedlichen Probekörpergeometrien ist in Abbildung 17 dargestellt.

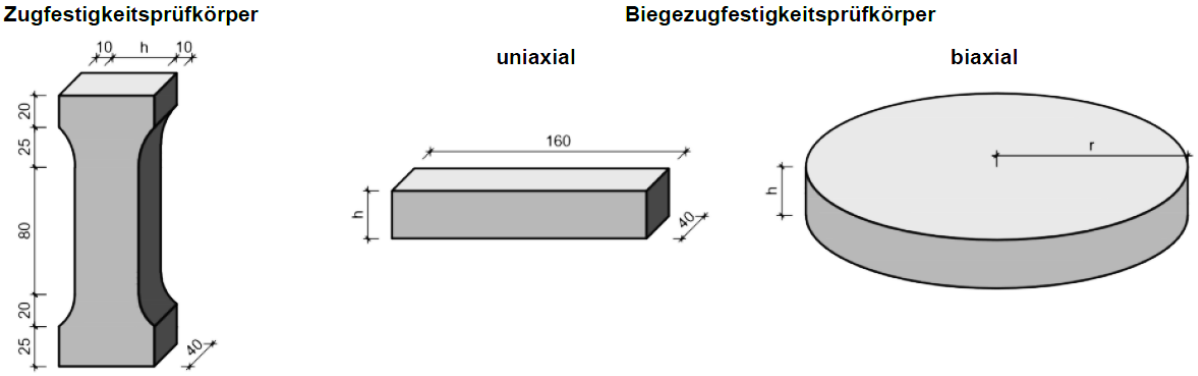


Abbildung 17: Übersicht über die Prüfkörpergeometrien zur Untersuchung des Maßstabseffektes

Die Ergebnisse der Zug- und Biegezugversuche sind in Abbildung 18 zusammengestellt. Jede einzelne graue Markierung stellt einen Messwert der Bruchspannung dar, die schwarzen einen Mittelwert der Ergebnisse. Die dargestellten Regressionsgraden kennzeichnen den Verlauf der Versuchsergebnisse über die Probekörperhöhe h.

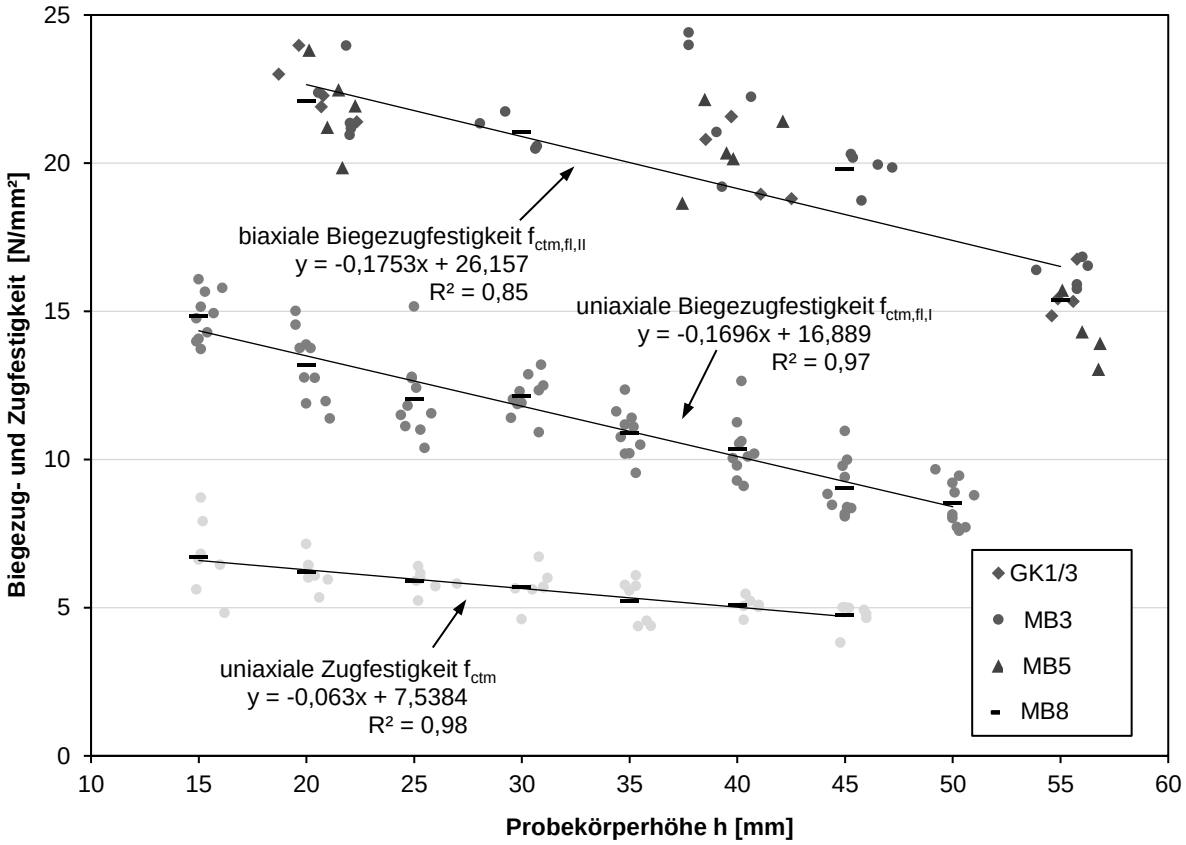


Abbildung 18: Einfluss der Probekörperhöhe auf die Zug- und Biegezugfestigkeiten von UHPC

Dazu werden alle Messwerte einer Versuchsserie verwendet. Das Diagramm zeigt einen Anstieg der Bruchspannungen mit abnehmender Bauteilhöhe sowohl für die uniaxiale Zug- als auch für die uni- und biaxiale Biegezugfestigkeit. Der Anstieg der Regressionsgraden ist bei beiden Biegezugfestigkeitsversuchsreihen nahezu identisch. Die Differenz zwischen dem Anstieg beider Regressionsgraden kann mit den dazugehörigen Geradengleichungen ermittelt werden und beträgt 3,4 %. Aus den Ergebnissen der uniaxialen Zugfestigkeit resultiert eine Regressionsgerade mit einem deutlich geringeren Anstieg.

Die einzelnen Ergebnisse der uniaxialen Zugfestigkeit zeigen mit abnehmender Bauteilhöhe eine zunehmende Streuung. Insgesamt korrelieren die Ergebnisse nahezu ideal mit der dargestellten linearen Regressionsgeraden. Das zeigt sich durch das Bestimmtheitsmaß von $R^2 = 0{,}98$. Für die Versuchsreihe h = 50 mm können aufgrund eines technischen Defekts des Datenloggers keine Ergebnisse angegeben werden. Bei der Versuchsreihe h = 15 mm ist ein deutlicher Anstieg der Streuung zu erkennen.

Für die uniaxiale Biegezugfestigkeit zeigt sich eine nahezu identische Korrelation der Versuchsergebnisse bei linearer Regression. Die Versuchsreihe h = 25 mm weist vergleichsweise niedrigere Bruchspannungen auf.

Bei der Versuchsdurchführung der biaxialen Biegezugversuche kommt es bei der Versuchsreihe der Probekörperhöhe h = 40 mm zu Randabplatzungen an den Auflagern aufgrund eines zu gering gewählten Randabstandes zum Bauteilrand. Die Versuche können nicht bis zum Bruch durchgeführt werden. Aus diesem Grund wird der Auflagerabstand l_{eff} für alle Versuche von 340 mm auf 250 mm reduziert. Hier zeigen sich tendenziell höhere Biegezugfestigkeiten, weshalb diese Versuchsreihe nicht in der Auswertung mittels linearer Regression berücksichtigt wird.

Grundlage der dargestellten Regressionsgraden sind alle Messwerte der biaxialen Biegezugversuche. Das ist möglich, da kein eindeutiger Einfluss des variierenden Größtkorndurchmessers erkennbar ist. Ausschließlich die Betonmischung MB8 zeigt im Vergleich insgesamt geringfügig niedrigere Festigkeiten bei einer höheren Streuung. Die Ergebnisse von MB5 und MB3 kongruieren.

Alle versuchsübergreifenden Versuchsreihen zeigen eine deutliche Maßstabsabhängigkeit die sowohl auf energetische als auch statistische Maßstabseffekte zurückgeführt werden können. So scheint der Einfluss des energetischen Maßstabseffekts groß für die Biegezugversuche, der durch den deutlichen Anstieg der Regressionsgraden gekennzeichnet ist. Es fällt auf, dass sich der Maßstabseffekt für die uni- und biaxialen Biegezugfestigkeit nahezu identisch entwickelt. Sie unterscheiden sich lediglich im globalen Festigkeitsniveau. Die etwas niedrigeren Bruchfestigkeiten bei der Mischung MB8 sind auf ein im Vergleich inhomogeneres Betongefüge zurückzuführen. Dieser Effekt ist bei den UHPC Mischungen MB3 und MB5 nicht zu erkennen Abbildung 18.

Bei den Zugversuchen ist der Maßstabseffekt vergleichsweise gering ausgeprägt. Es liegt die Vermutung nahe, dass die geringe Zunahme der Zugfestigkeit besonders auf den statistischen Maßstabseffekt nach [33] und [34] zurückgeführt werden kann. Das Bedeutet, dass sich die Anzahl von statistisch verteilten Fehlstellen mit abnehmendem Probekörpervolumen reduziert, woraus eine geringe Festigkeitszunahme resultiert. Die Streuung bei der h = 15 mm ist auf das kleine Verhältnis von Bauteilhöhe zu Größtkorndurchmesser zurückzuführen [34].

Die linearen Regressionsgraden zeigen, dass sich die uniaxiale Biegezugfestigkeit der Zugfestigkeit annähert, bis diese ein ähnliche Bruchspannung annimmt [17]. Das kann ebenfalls für die biaxiale Biegezug- und Zugfestigkeit prognostiziert werden. Die geringfügig höheren biaxialen Biegezugfestigkeiten bei der Versuchsreihe h = 40 mm sind auf ein geringeres, belastetes Probekörpervolumen (veränderter Auflagerabstand) zurückzuführen, wodurch der Einfluss des statistischen Maßstabseffekt reduziert wird und höhere Festigkeiten ermittelt werden.

3.3 Einfluss der Temperatur auf die uniaxiale Biegezugfestigkeit

Die maximale Temperaturbeanspruchung von Fassaden ist abhängig von ihrer Lage, Oberfläche und Färbung. Zur Bewertung des Einflusses der Temperatur auf die uniaxiale Biegezugfestigkeit existiert eine Reihe von Untersuchungen. In der Regel konzentrieren sich die Untersuchungen auf Temperaturen jenseits der 100°C [47], [48], wie sie im Brandfall auftreten, die Druckfestigkeit und auf Normal- und Hochleistungsbeton.

Für den Temperaturbereich von 0°C bis 80°C sind in fib 2010 [49] Gleichungen zur Berechnung der Biegezug- und Zugfestigkeit von Normalbeton angegeben. Diese experimentell ermittelten, linearen Approximationsgleichungen sind nachfolgend aufgeführt.

Die Biegezugfestigkeit $f_{ctm,fl}(T)$ in Abhängigkeit der einwirkenden Temperatur T errechnet sich mit der Referenzbiegezugfestigkeit $f_{ctm,fl}$ bei 20°C zu:

$$\frac{f_{ctm,fl}(T)}{f_{ctm,fl}} = (1{,}1 - 0{,}005 \times T) \qquad \text{(Gl. 1)}$$

Für die temperaturabhängige Zugfestigkeit $fctm(T)$ wird folgende Gleichung angegeben:

$$\frac{f_{ctm}(T)}{f_{ctm}} = (1{,}16 - 0{,}008 \times T) \qquad \text{(Gl. 2)}$$

Dabei ist:

T die Temperatur,

f_{ctm} die Zugfestigkeit bei 20°C und

$f_{ctm,fl}$ Biegezugfestigkeit bei 20°C.

Die Abminderung der Festigkeit ist nach *fib 2010* [49] auf den nicht-linearen Temperaturgradienten, der damit verbundenen ungleichmäßigen Dehnung zwischen Zementstein und Gestein und der resultierenden inneren Zwangsspannungen zurückzuführen. Somit sind sowohl Gesteinsgehalt, -größe und -art maßgebend für die Entwicklung der mechanischen Eigenschaften unter erhöhter Temperatur. Für Berechnungen, bei denen die temperaturabhängige Zug- und Biegezugfestigkeit ein maßgebender Berechnungsparameter ist, wird empfohlen, Versuche durchzuführen, um die angegebenen Gleichungen an den Ergebnissen zu kalibrieren. Die Gleichung zur Berechnung der temperaturabhängigen Zugfestigkeit beruhen auf den Versuchsergebnissen von [50].

Zur Bewertung des Einflusses erhöhter Temperaturen auf die Biegezugfestigkeit von Ultrahochleistungsbeton werden Biegezugversuche unter 20 °C bis 100 °C durchgeführt.

Die Versuche werden an Biegebalken mit 100 mm x 100 mm x 500 mm durchgeführt. Die Herstellung und Lagerung der Probekörper orientierten sich an [42]. Nach der Betonage werden die Probekörper mit feuchten Jutesäcken abgedeckt. Anschließend wird eine Versiegelung aus Polyethylen Folie, Epoxidharz und Alufolie aufgebacht. Vor dem Versuch erfolgt die Lagerung für 48 Stunden bei Prüftemperatur. Das Prüfprogramm ist in Tabelle 6 dargestellt.

Tabelle 6: Versuchsprogramm zur Bestimmung der Biegezugfestigkeit von UHPC bei erhöhter Temperatur

Mischung	MB5				
Temperatur	20 °C	40 °C	60 °C	80 °C	100 °C
Anzahl	5	5	5	5	5

Der Versuchsaufbau ist in Abbildung 19 dargestellt.

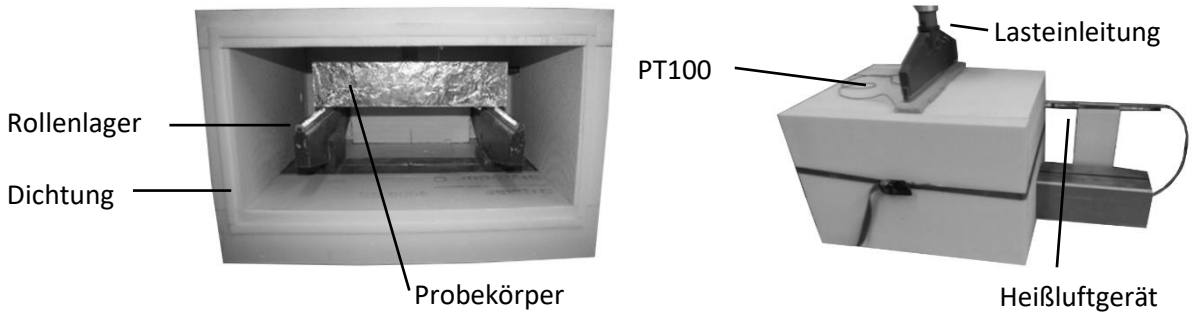


Abbildung 19: Versuchsaufbau zur Prüfung der Biegezugfestigkeit unter erhöhter Temperatur; links: geöffnete Thermobox mit versiegeltem Biegebalken; rechts: Versuchsaufbau mit geschlossener Thermobox

Die Ergebnisse der Biegezugprüfung unter erhöhter Temperatur sind in Abbildung 20 zusammengestellt. Das Diagramm zeigt bei der UHPC Rezeptur MB5 einen Abfall der Biegezugfestigkeit bei ansteigender Temperatur. Der Festigkeitsabfall beträgt bis zu ca. 40 % und verläuft nahezu linear.

Dieser Abfall ist auf den inneren Zwang, der aus der Inkompatibilität zwischen Gestein und Matrix resultiert, zurückzuführen. Da der Zementstein eine in der Regel größere Temperaturausdehnung als die Gesteinskörnungen aufweist, kommt es bei Erwärmung zu einer unterschiedlichen Ausdehnung und es resultieren innere, lokale Zwangsspannungen, die zusätzlich die Kontaktzone zwischen Gestein und Zementstein schädigen, beziehungsweise den Verbund schwächen können. Durch die unterschiedliche Ausdehnung erfährt der Zementstein Druck, während das Gestein unter Zug steht. Das beeinflusst die Biegezugfestigkeit, da die Bruchfläche immer durch das, im Vergleich zum Zementstein, niederfestere Gestein verläuft. Nach [50] werden weiterhin die van der Waals-Bindungen in der Gelstruktur geschwächt.

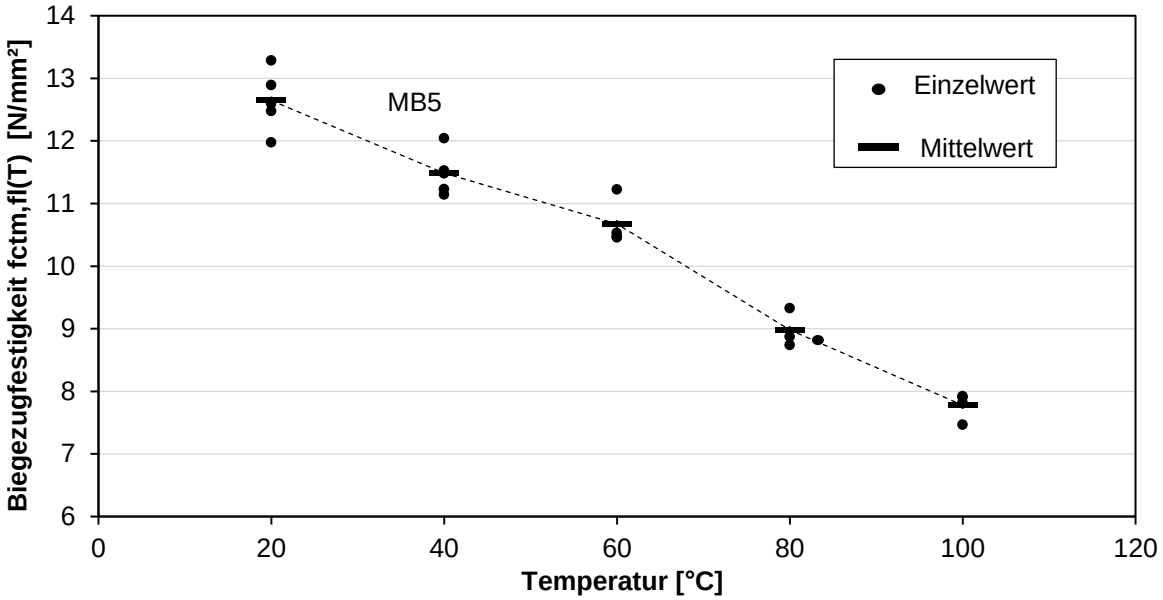


Abbildung 20: Einfluss von erhöhter Temperatur auf die Biegezugfestigkeit von UHPC

Die Berechnungsergebnisse nach *fib 2010* [49] stimmen mit den Versuchsergebnissen des Betons MB5 nahezu exakt überein, mit einer Abweichung von bis zu ca. 4 % und können übertragen werden.

3.4 Einfluss der Gesteinsart und des Größtkorndurchmessers auf die Biegezugfestigkeit

Aufgrund des dichten Mikrogefüges von Ultrahochleistungsbeton verfügt dieser bei gleicher Gesteinskörnung über eine höhere Steifigkeit im Vergleich zu Normal- oder Hochleistungsbeton. Das Elastizitätsmodul liegt in der Regel zwischen 43.000 bis 55.000 N/mm². Durch sehr steife, künstliche Gesteine können Elastizitätsmoduln bis zu 80.000 N/mm² erreicht werden. Die mechanischen Eigenschaften von UHPC hängen maßgebend vom verwendeten Gestein ab. Aufgrund des guten Gesteinskörnungs-Matrix-Verbundes und der hohen Zementsteinfestigkeit von UHPC verläuft die Bruchfläche durch das Gestein [51]. Aus diesem Grund werden für UHPC in der Regel gebrochene Gesteine mit hohen mechanischen Eigenschaften verwendet. Diese verfügen über eine größere Oberfläche, wodurch der Gestein-Matrix-Verbund verbessert wird. Ein Auszug der für die Herstellung von UHPC geeigneten Gesteinskörnungen ist in [52] dargestellt.

Tabelle 7: Mechanische Eigenschafen von verschiedenen Gesteinskörnungen [52]

Gesteinskörnung	**Druckfestigkeit [N/mm²]**	**Biegezugfestigkeit [N/mm²]**	**E-Modul [N/mm²]**
Granit, Syenit	160 – 240	10 - 20	38 – 76
Gabbro	170 – 300	10 - 22	112 - 125
Basaltlava	80 – 150	8 – 12	58 - 103
Diabas	180 - 250	15 - 25	78 - 115
Quarzit, Grauwacke	150 - 300	12 – 20	74 - 77
Kalk- und Dolomitstein	80 – 180	6 – 15	40 - 92

Für die Herstellung des Ultrahochleistungsbetons kommen regional unterschiedliche Gesteinsarten und ggfls. Größtkorndurchmesser zum Einsatz. Zur Bewertung potenzieller Auswirkungen auf die Biegezugfestigkeit werden Versuche an Biegebalken mit Abmessungen von 160 x 40 x 40 mm durchgeführt. Das Prüfprogramm ist in Tabelle 8 dargestellt. Es wird die Grundmischung nach Tabelle 3 unter Variation des Parameters Gestein1 verwendet.

Tabelle 8: Versuchsprogramm zur Bestimmung der Biegezugfestigkeit von UHPC unter Berücksichtigung des Einflusses der Gesteinsart und des Größtkorndurchmessers

Mischung	Gesteinsart	Größtkorndurchmesser	Anzahl
MQ3	Quarz	3	je 3
MQ5		5	
MQ8		8	
MB3	Basalt	3	
MB5		5	
MB8		8	
MD3	Diabas	3	
MD5		5	
MD8		8	
MGA3	Gabbro	3	
MGA5		5	
MGA8		8	
MGR3	Granit	3	
MGR5		5	
MGR8		8	
MK3	Kalkstein	3	
MK5		5	
MK8		8	

In den Betonmischungen werden Sieblinien mit den Größtkorndurchmessern 3, 5 und 8 mm verwendet. Die verwendeten Gesteinsarten und der Größtkorndurchmesser sind in Abbildung 21 dargestellt.

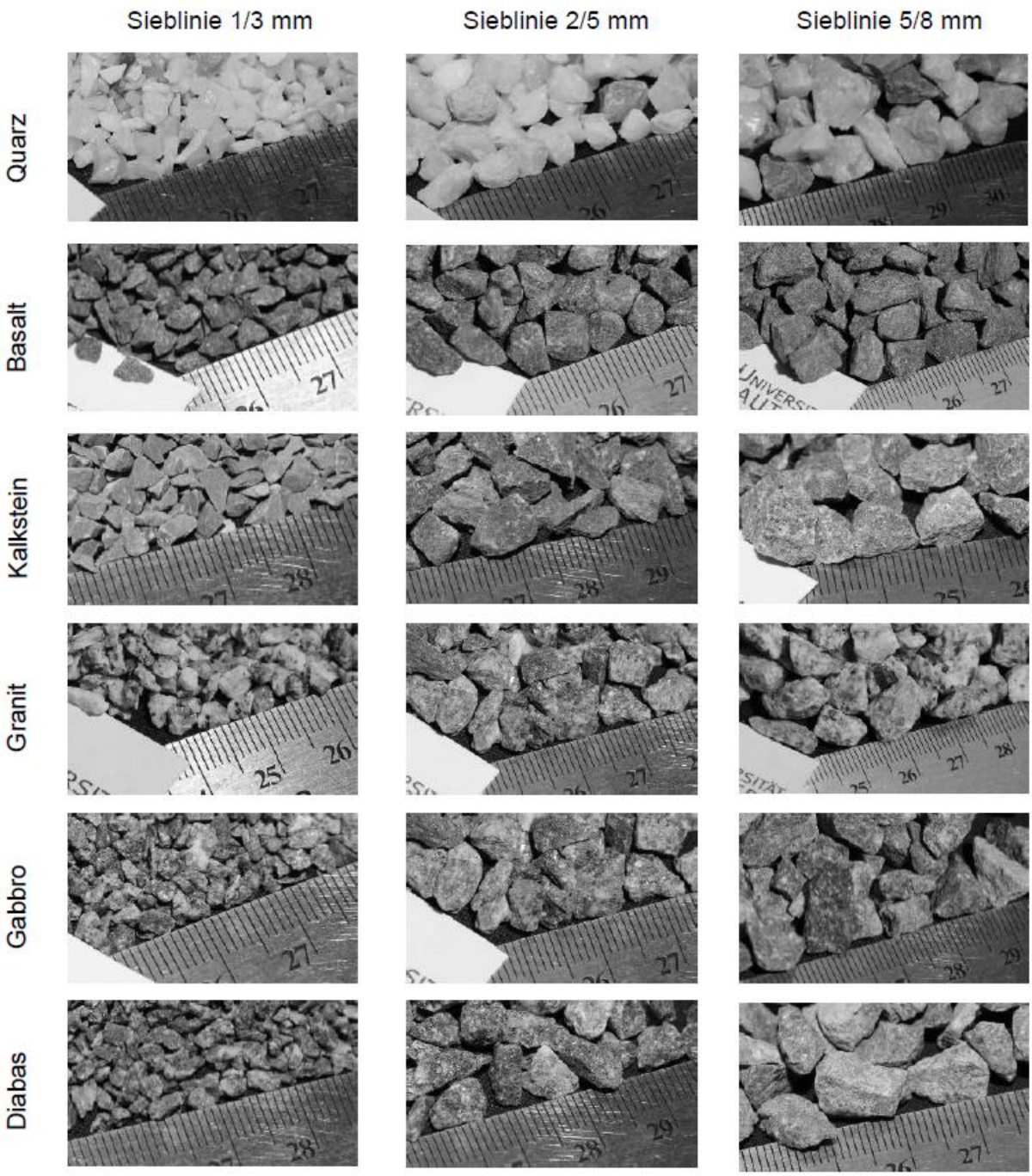


Abbildung 21: Verwendete Gesteine und Sieblinien

Der Versuchsaufbau ist in Abbildung 15 rechts dargestellt. Die Ergebnisse der Dreipunktbiegeversuche sind in Abbildung 22 zusammengestellt. Damit der Einfluss des Größtkorndurchmessers untersucht werden kann, sind alle Ergebnisse normiert und als Mittelwerte aus je drei Versuchen dargestellt. Die Bezugsgröße ist das jeweilige Ergebnis der untersuchten Gesteinsart mit der Sieblinie 5/8 mm.

Die Ergebnisse der Festigkeitsprüfungen zeigen, dass das Gestein einen maßgebenden Einfluss auf die mechanischen Eigenschaften hat. So kann beispielsweise die Biegezugfestigkeit durch die Verwendung von Kalkstein um bis zu ca. 50 %, im Vergleich zu Basalt, gesteigert werden (siehe Abbildung 22). Diese Ergebnisse sowie die Streuung der einzelnen Versuchsserien betragen maximal 8 %. Die Biegezugfestigkeit zeigt hingegen eine deutliche Abhängigkeit vom Größtkorn. Die Biegezugfestigkeit nimmt mit sinkendem Größtkorndurchmesser zu und ist bei Verwendung der Sieblinie 1/3 mm maximal, unabhängig vom verwendeten Gestein.

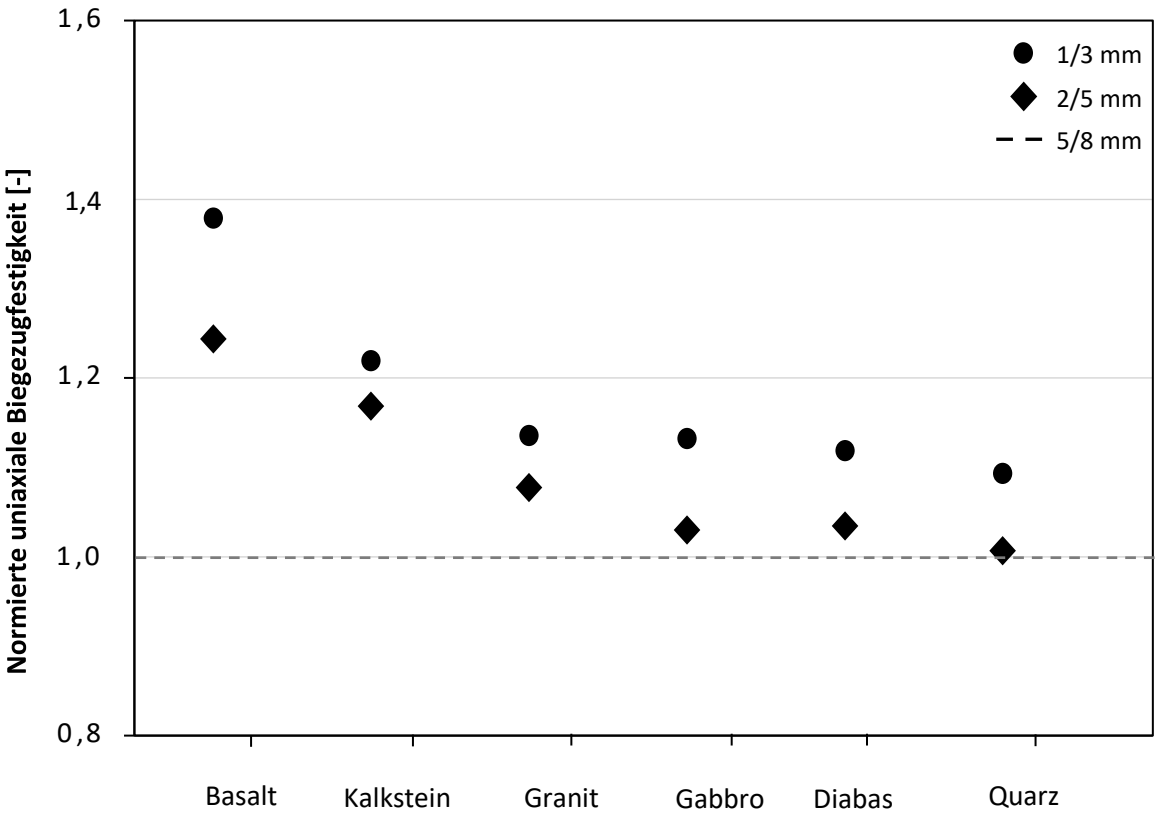


Abbildung 22: Einfluss des Größtkorndurchmessers in Abhängigkeit der Gesteinsart auf die uniaxiale Biegezugfestigkeit

Die Ergebnisse zeigen einen deutlichen Einfluss des Größtkorns auf die Biegezugfestigkeit. Das kann unter anderem auf einen eventuellen Maßstabseffekt des Gesteins zurückgeführt werden. Je größer das Korn, umso wahrscheinlicher sind statistisch verteilte Fehlstellen im Gestein. Der maßgebende Einfluss scheint jedoch von einer auftretenden Mikrorissbildung auszugehen. Während der UHPC mit einer größeren Sieblinie potenziell weniger schwindet, werden durch die Verwendung eines kleineren Größtkorns Zwangsspannungen reduziert. Diese Zwangsspannungen können zu Mikrorissbildung in der Randzone innerhalb der ersten 24 Stunden führen und niedrigere Biegezugfestigkeiten infolge eines verringerten, effektiven Querschnitts verursachen. Es zeigt sich, dass die Biegezugfestigkeit durch die Verwendung der Sieblinie 1/3 mm um mindestens 10 % erhöht werden kann.

4. Ermittlung wirklichkeitsnaher Einwirkungen

Infolge von Temperatur- und Schwindverformungen von Vorsatzschalen aus UHPC entstehen zwangsinduzierte Beanspruchungen, die bei der Bemessung von Betonfassaden zu berücksichtigen sind. Für großformatige, unbewehrte Fassadenplatten aus Ultrahochleistungsbeton, die im Zustand I bemessen werden, ist den zwangsinduzierten Beanspruchungen eine erhöhte Aufmerksamkeit zu widmen. Dazu sollen diese wirklichkeitsnah formuliert werden.

Bisher werden die in Kapitel 2.2.3 dargestellten Oberflächentemperaturen für den Sommer und Winter für die Bemessung von Betonfassaden angesetzt. Aufgrund der deutlich geringeren Bauteildicke von Vorsatzschalen aus UHPC gegenüber Vorsatzschalen aus Normalbeton werden für Vorsatzschalen aus UHPC erhöhte Oberflächentemperaturen erwartet. Ergebnisse von Realversuchen an der Technischen Universität München [95] zeigen dies ebenfalls. Die Ergebnisse weitere Untersuchungen an Betonfassaden mit einer Dicke der Vorsatzschale von 60 mm sind in [97] dargestellt.

Nachfolgend werden experimentelle Untersuchungen zur Bestimmung der Oberflächentemperaturen von Vorsatzschalen aus UHPC vorgestellt. Weiterhin werden die Temperaturausdehnungskoeffizienten und Schwinddehnungen des UHPCs mit unterschiedlichen Gesteinskörnungen experimentell ermittelt, um Entscheidungsgrundlagen für eine spätere Wahl der Betonrezepturen zu ermöglichen.

4.1 Oberflächentemperatur von Vorsatzschalen aus UHPC

In Kapitel 2.2.3 werden die für die Bemessung anzusetzenden Oberflächentemperaturen für Betonfassaden im Sommer zu 80 °C definiert. Die Farbgestaltung des Betons z. B. durch Pigmente sowie eine nachträgliche Bearbeitung der Oberfläche z. B. durch Auswaschen, Absäuern, Sandstrahlen oder Schleifen ermöglicht jedoch ein breites Gestaltungsspektrum, sodass zu erwarten ist, dass die in Kapitel 2.2.3 definierte Temperatur lediglich ein exemplarisches Maximum darstellt und in Abhängigkeit der Oberflächengestaltung abweichende Maximalwerte zu erreichen sind.

Zur wirklichkeitsnahen Ermittlung der maximalen Oberflächentemperatur der Vorsatzschalen mehrschichtiger Stahlbetontafeln mit hinterlüfteten und nicht hinterlüfteten Vorsatzschalen aus Hochleistungsbeton werden daher experimentelle Untersuchungen durchgeführt. Im Fokus der Betrachtung steht dabei eine Erweiterung der in Kapitel 2.2.3 dargestellten maximalen Oberflächentemperaturen für den Sommer in Abhängigkeit der Farbgestaltung durch Pigmente sowie der Oberflächenbearbeitung der Fassadenplatte.

Die experimentellen Untersuchungen werden am Standort Kaiserslautern durchgeführt. Die Stadt Kaiserslautern kann der Klimaregion 6 „nördliche und westliche Mittelgebirge, Randgebiete“ gemäß [96] zugeordnet werden. Die Klimaregionen für die Bundesrepublik Deutschland sind in Abbildung 23 dargestellt.

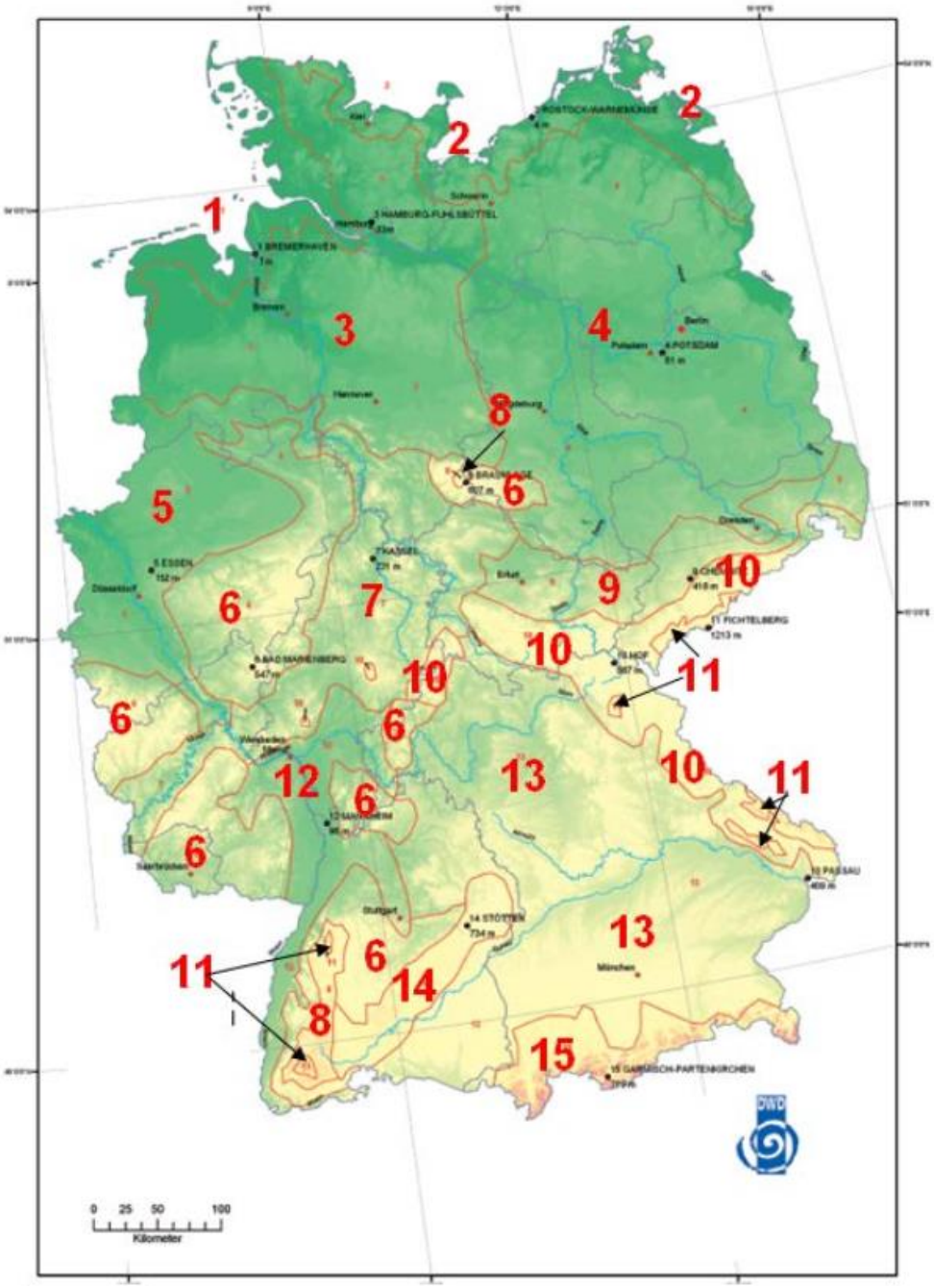


Abbildung 23: Einteilung Deutschlands in 15 TRY-Klimaregionen aus [96]

Der im Rahmen des Forschungsprojektes entwickelte Versuchsstand zur Bestimmung der maximalen Oberflächentemperatur von Vorsatzschalen aus Hochleistungsbeton ist in Abbildung 24 dargestellt. Der thermische Versuchsstand besteht aus einer Stahlkonstruktion, auf der kleinformatige quadratische Probekörper aus Ultrahochleistungsbeton befestigt sind. Die Oberfläche der kleinformatigen Fassadenplatten sind unter einem Anstellwinkel von 45 Grad gegen die horizontale geneigt. Während der Versuchsdurchführung sind die kleinformatigen Fassadenplatten sowohl hinterlüftet als auch nicht hinterlüftet ausgeführt. Der Versuchsstand ist nicht beschattet.

Der Versuchsstand weist Sensoren zur Bestimmung der Oberflächentemperaturen des Hochleistungsbetons, der Lufttemperaturen im Schatten und in der Sonne, der Luftgeschwindigkeit, der Luftfeuchte sowie der Globalstrahlung auf. Während der Versuchsdurchführung werden die Messdaten mit einer Messrate von 1/60 Hz über einen Versuchszeitraum von ca. 1 Jahr ermittelt.

Abbildung 24: Thermischer Versuchsstand zur Bestimmung der maximalen Oberflächentemperatur von hinterlüfteten und nicht hinterlüfteten Vorsatzschalen aus Hochleistungsbeton unterschiedlicher Farbe und Oberflächengestaltung; M00: Sensor zur Messung der Windgeschwindigkeit; M01: Sensor zur Messung der Luftfeuchte und Temperatur; M02: Sensor zur Messung der Globalstrahlung; M04: Lufttemperatur im Schatten; M05: Lufttemperatur in der Sonne

In den Versuchsstand sind simultan 18 Betonplatten mit Abmessungen von 200 mm x 200 mm x 20 mm eingebaut. Die Probekörper weisen unterschiedliche Farben sowie unterschiedliche Arten der Nachbearbeitung der Oberfläche auf. In Tabelle 9 sind die Parameter aufgelistet.

Nachfolgend werden die Messergebnisse für den Tag des 25.07.2019 zusammengestellt und ausgewertet. Bei dem ausgewählten Tag handelt es sich um den Tag mit der höchsten gemessenen Oberflächentemperatur der Fassadenplatten aus Ultrahochleistungsbeton im betrachteten Jahr. Für den dargestellten Tag ist der Verlauf der solaren Strahlung in Abbildung 25 dargestellt. Die maximale einwirkende solare Strahlung, die die Wandoberfläche erreicht, beträgt 820 W/m² tritt um 14:44 Uhr auf. Die Schwankungen in der Kurve weisen auf den jeweiligen Bewölkungsgrad hin. Vormittags ist der Himmel über dem Versuchsstand bewölkt und Nachmittags ist dieser wolkenlos.

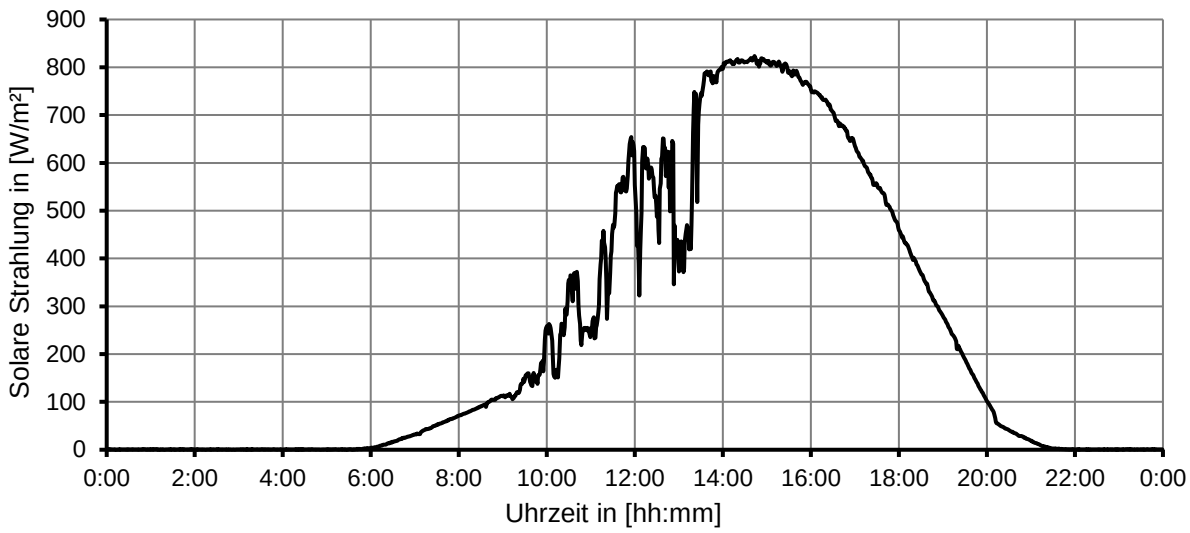


Abbildung 25: Tagesverlauf der solaren Strahlung für den 25.07.2019 am Standort Kaiserslautern

In Abbildung 26 ist der Tagesverlauf der Oberflächentemperatur von nicht hinterlüfteten Vorsatzschalen und die zugehörige Lufttemperatur für den Tag des 25.07.2019 angegeben. Es ist zu erkennen, dass bei schwarz gefärbten Fassadenflächen Oberflächentemperaturen von ca. 80 °C analog zu den Angaben in Kapitel 2.2.3 ermittelt wurden. Für abweichende eingefärbte Fassadenplatten des Ultrahochleistungsbetons sowie Oberflächengestaltungen der Fassadenplatten wurden geringere Oberflächentemperaturen zwischen 64 °C und 70 °C gemessen. Während der Nacht ist zu erkennen, dass die Lufttemperatur höher ist als die Oberflächentemperatur des Hochleistungsbetons, was auf Strahlungsverluste zurückzuführen ist. Tagsüber ist die Oberflächentemperatur deutlich höher als die Lufttemperatur. Es sind starke Temperaturschwankungen der Fassadenplatte aus Ultrahochleistungsbeton über den Tagesverlauf von bis zu 62 K zu beobachten.

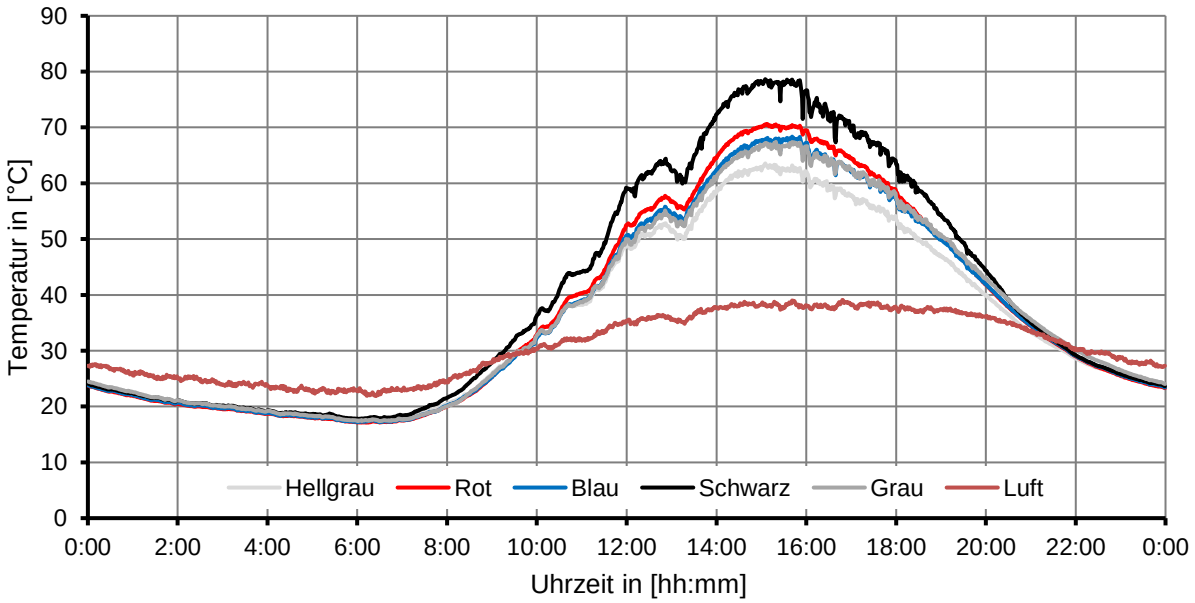


Abbildung 26: Tagesverlauf der Oberflächentemperatur von nicht hinterlüfteten Vorsatzschalen aus Hochleistungsbeton in Abhängigkeit der Farbe sowie die zugehörige Lufttemperatur vom 25.07.2019

In Tabelle 9 sind die experimentell ermittelten maximalen Oberflächentemperaturen in Abhängigkeit der Farb- bzw. der Oberflächengestaltung der Fassadenplatten aus Ultrahochleistungsbeton angegeben. Die Ergebnisse zeigen dabei, dass der Einfluss der Farbgestaltung des Hochleistungsbetons einen größeren Einfluss auf die maximale Oberflächentemperatur ausübt als die Oberflächengestaltung durch die Nachbearbeitung des Ultrahochleistungsbetons. Durch die Nachbearbeitung des Hochleistungsbetons kann die Oberflächentemperatur gegenüber der schalglatten grauen Referenz um 9 % erhöht werden.

Um den Einfluss der Oberflächengestaltung durch unterschiedliche Färbungen bzw. Nachbehandlungen des Ultrahochleistungsbeton bei den Einwirkungen zu berücksichtigen wird in Gleichung (Gl. 3) ein Faktor abgeleitet.

$$f_{Temp} = \frac{T_{test}}{T_{ref.}} \qquad \text{(Gl. 3)}$$

Dabei ist

f_{Temp} der Faktor der Oberflächentemperatur,

T_{test} die Oberflächentemperatur der jeweiligen Fassadenplatte sowie

$T_{ref.}$ die Oberflächentemperatur der jeweiligen schwarzen Fassadenplatte.

Mit dem ermittelten Faktor kann die maximale Oberflächentemperatur nach Kapitel 2.2.3 modifiziert werden. Für die Bemessung ist jedoch zu berücksichtigen, dass weitere Einflüsse unter anderen aus Abwitterung oder weiterer Verschmutzung nicht berücksichtigt sind.

Tabelle 9: Maximale Oberflächentemperaturen von hinterlüfteten und nicht hinterlüfteten Vorsatzschalen aus Hochleistungsbeton in Abhängigkeit der Farbe und der Oberflächengestaltung durch Nachbearbeitung

Konstruktionsart	Farbe bzw. Oberflächengestaltung	max. Oberflächentemperatur	Faktor der Oberflächentemperatur
hinterlüftete Vorsatzschale	hell grau	52,7 °C	0,86
	rot	54,2 °C	0,88
	gelb	59,8 °C	0,97
	blau	56,1 °C	0,91
	grau	58,1 °C	0,94
	grün	58,4 °C	0,95
	schwarz	61,5 °C	1,00
nicht hinterlüftete Vorsatzschale	hell grau	63,6 °C	0,81
	rot	70,6 °C	0,90
	gelb	69,9 °C	0,89
	blau	68,4 °C	0,87
	grau	67,4 °C	0,86
	grün	72,0 °C	0,91
	schwarz	78,7 °C	1,00
	grau, sandgestrahlt	67,2 °C	0,85
	grau, gebürstet	73,5 °C	0,93
	grau, flammgestrahlt	70,8 °C	0,90
	grau, ausgewaschen	70,1 °C	0,89
	grau, abgesäuert	70,2 °C	0,89
	grau, feingeschliffen	70,8 °C	0,90
	grau, grobgeschliffen	68,7 °C	0,87
	grau, poliert	67,1 °C	0,85

4.2 Einfluss der Gesteinsart auf den Temperaturausdehnungskoeffizienten

Beton ist ein Verbundwerkstoff und besteht aus Bestandteilen mit unterschiedlichen Temperaturausdehnungskoeffizienten. Sowohl Zementstein als auch Gesteinskörnung nehmen bei Temperatur ihr zugeordnetes Volumen an, solange es nicht durch innere oder äußere Kräfte behindert wird. Im Idealfall – der ungehinderten Verformbarkeit – lässt sich die Temperaturausdehnung eines Stoffgemenges nach [53] berechnen. Durch den Verbund der einzelnen Betonbestandteile untereinander können sich die Bestandteile nicht frei verformen, wodurch alle Bestandteile eine mittlere Temperaturausdehnung annehmen. Dadurch entstehen Gefügespannungen, die nicht-linear mit steigender Temperatur zunehmen und von der Dehnung, dem E-Modul und der Querdehnzahl der einzelnen Bestandteile abhängen. Partiell wird Zwangsspannung infolge der Dehnungsdifferenz über Kriechverformungen abgebaut [53]. Aus diesem Grund entspricht die Temperaturausdehnung von Beton nicht der Summe der einzelnen Bestandteile.

Die Temperaturausdehnung von Beton resultiert aus der Überlagerung von thermischer und mechanisch induzierter Dehnung infolge Gefügespannungen und wird als wahre Temperaturausdehnung α_{TW} bezeichnet. Grundsätzlich wird zwischen scheinbarer und wahrer Temperaturausdehnung unterschieden (Abbildung 27). Die scheinbare Temperaturausdehnung wird am Zementstein erforscht [54], [55]. Diese resultiert aus Quellen und Schrumpfen als Folge der Wasseraufnahme und -abgabe der Gel- und Kapillarporen. Für die scheinbare Temperaturausdehnung ist bewegliches, physikalisch gebundenes Wasser, kolloidale, quellungsfähige Gelsubstanzen und ein Kapillarsystem erforderlich [53]. Sie resultiert aus der Raumänderung quellfähiger Bestandteile und der mechanischen Komprimierung und Dehnung des Stoffgerüstes von Beton. Der Betrag der scheinbaren Temperaturausdehnung steht in direkter Beziehung zur Menge quellfähiger Substanzen und der Größe kapillarer Kräfte. Daher ist die scheinbare Temperaturausdehnung von Beton, der auf Massenkonstanz getrocknet wird und somit kein physikalisch gebundenes Wasser enthält gleich null. Das gilt auch für vollständig wassergesättigten Beton, da keine Feuchtebewegung zwischen Kapillarporen und quellfähigen Bestandteilen möglich ist. Dieses Verhalten kann von [53] an reinem Zementstein nachgewiesen werden.

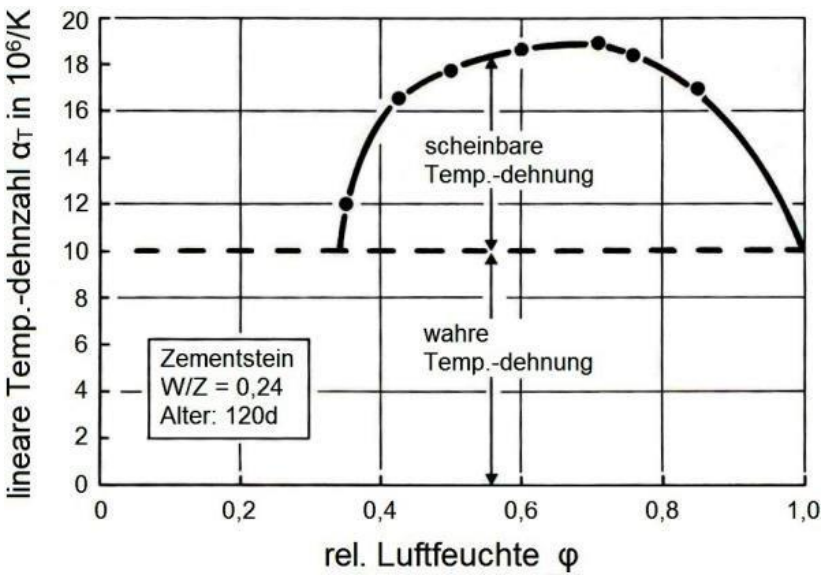


Abbildung 27: Einfluss des Feuchtegehalts auf die Temperaturausdehnung von Zementstein nach [54]

Die Temperaturausdehnung verläuft bei Beton immer nicht-linear. Das resultiert aus den anisotropen Materialeigenschaften der Gesteinskörnung sowie des Zementsteins. Die Gesteinskörnung ist wie der Zementstein ein Verbundmaterial und besteht aus vielen verschiedenen Mineralen mit unterschiedlichen Eigenschaften. Das verursacht nicht-lineare Gefügespannungen innerhalb der Gesteinskörnung und des Zementsteins. Die Temperaturausdehnung von Beton wird maßgebend durch die mineralische Beschaffenheit des verwendeten Gesteins beeinflusst, obwohl der Gesteinskörnungsanteil im Vergleich zum Zementstein, insbesondere bei UHPC, gering ist [56]. Dabei nähert sich die Temperaturausdehnung der des Zementsteins oder der Gesteinskörnung an und ist abhängig vom jeweiligen Volumenanteil [53]. Einen weiteren Einfluss hat die Korngröße der Gesteinskörnung. Bei gleichen Volumenanteil des Gesteins nehmen die Gefügespannungen mit kleiner werdender Korngröße ab. Dadurch zeigt der Beton eine größere Temperaturausdehnung [57]. Weiterhin beeinflusst die Zementart die Temperaturausdehnung. Der Einfluss ist bei UHPC stärker ausgeprägt, da hochfeste Zementsteine eine bis zu 30 % höhere Temperaturdehnzahl aufweisen.

Das resultiert aus der größeren Mahlfeinheit. [58] untersuchen den Einfluss von Feuchtigkeit auf die Temperaturausdehnung. Mit dem Ergebnis, dass die Temperaturausdehnung von Beton zwischen 0 und 60 bis 70 % relativer Feuchte zunimmt und dann wieder abfällt. Die Dehnung bei 0 % und 100 % relativer Feuchte ist nahezu identisch. Durch die Trocknung der Probekörper auf Massekonstanz kann der Einfluss der scheinbaren Temperaturausdehnung nahezu ausgeschlossen werden.

Aufgrund der Feuchtigkeitsabhängigkeit der Temperaturausdehnung hat eine zyklische Erwärmung einen Einfluss auf die Messergebnisse. [59] untersuchen diesen Einfluss. Anhand der Ergebnisse von DAfStb Heft 360 zeigt sich, dass die Temperaturausdehnung im Temperaturbereich von 20 °C bis 110 °C mit zunehmender Zyklusanzahl sinkt, da der Beton physikalisch gebundenes Wasser aus den Kapillarporen abgibt [59], [60]. Die größte Temperaturausdehnung wird im ersten Zyklus gemessen, die danach abfällt und sich anschließend nur gering verändert, bis er nach zirka 4 Zyklen konstant verläuft. Ein Einfluss der Gesteinskörnung wird ausgeschlossen.

4.3 Einfluss der Gesteinsart auf die Schwinddehnung

Schwinden ist eine lastunabhängige, nichtthermische Verformung des Werkstoffs Beton. Die Schwindverformungen resultieren aus der Überlagerung von physikalischen und chemischen Prozessen im Zementstein. Zur Beschreibung der physikalisch bedingten Verformung existiert eine Reihe von Modellen. Dazu gehören das Bangham-Schwinden [61], das Modell der kapillaren Zugspannungen [62]; [63]; [64]; [65], die Spaltdrucktheorie bzw. Münchener Modell [66]; [67]; [65]; [64]; und das Modell des Feststoff-Porenwassersystems des Zementgels bzw. SLGS Modell [65]. Chemisch bedingte Verformungen hängen von Zementart, Zementgehalt sowie Zusatzstoffen und Zusatzmitteln ab, wohingegen physikalisch bedingte Verformungen vom Porensystem abhängig sind, dass vorwiegend durch den w/z-Wert bestimmt wird [69]. Darüber hinaus besitzt die verwendete Gesteinskörnung einen großen Einfluss auf das Schwindverhalten des Betons, obwohl diese nicht aktiv schwindet.

Durch die aussteifende Wirkung der Gesteinskörnung wird eine Reduzierung des Schwindmaßes hervorgerufen, das proportional zum Zementanteil ist [70]. Je höher das E-Modul des Gesteins, desto höher ist die aussteifende Wirkung [70]. Schwindverformungen von Beton können nach dem Zeitraum des Auftretens oder nach Ursache der Veränderung des Wasserhaushalts in folgende Arten eingeteilt werden: plastisches Schwinden, Trocknungsschwinden, autogenes bzw. chemisches Schwinden und Carbonatisierungsschwinden [71].

Das *plastische Schwinden* – auch Früh- oder Kapillarschwinden – bezeichnet äußere Verformungen des Frischbetons in Folge von Wasserverlust über die Betonoberfläche [71]; [69]. Das entzogene Wasser stammt aus dem Kapillarporensystem, da sich nach dem Ende des Verdichtens die Körner in der Suspension absetzen und sich das Wasser an der Oberfläche anreichert.

Durch das *Trocknungsschwinden* kommt es zu einer lastunabhängigen Verkürzung infolge einer Feuchtigkeitsabgabe aus dem Kapillarporensystems des Festbetons durch Diffusion. Der Prozess ist abgeschlossen, wenn die Bauteilfeuchtigkeit im Gleichgewicht mit der relativen Luftfeuchtigkeit der Umgebung steht. Sowohl das Früh- als auch Trocknungsschwinden sind für UHPC vernachlässigbar, da dieser einen sehr geringen w/z-Wert und demzufolge Kapillarporen aufweisen [69]. Beide Schwindarten sind die einzigen, die durch eine geeignete Nachbehandlung reduziert oder sogar vermieden werden können.

Durch die Hydratation von Zementklinker entsteht Calciumhydroxid. Das Hydroxid reagiert in oberflächennahen Bereichen mit dem im Porenwassers gebundenen Kohlendioxid und der Atmosphäre, spaltet Wasser ab und bildet Calciumcarbonat [65]. Dieser Vorgang ist bekannt als Carbonatisierung und verändert die Porenstruktur des Zementsteins durch das Freisetzen und Verdampfen von molekular gebundenem Wasser. Dadurch wird das *Carbonatisierungsschwinden* ausgelöst [71], dass bei UHPC von keiner Bedeutung ist [71]; [69].

Das *autogene Schwinden* resultiert aus der Reaktion von Wasser und Zement zu Hydratphasen. Diese Verbindungen verursachen das Erstarren des Betons und verfügen über eingebundenes Wasser, das eine größere Dichte als das freie Wasser aufweist. Das bedeutet, dass die Summe der Ausgangsvolumina von Wasser und Zement größer als das Volumen der daraus gebildeten Hydratphasen ist [64]; [65]. Diese Volumenänderung bezeichnet man als *chemisches Schwinden*. Die Hydratation klingt erst ab, wenn kein Wasser mehr zur Verfügung steht oder die reaktionsfähigen Zementbestandteile verbraucht sind [71].

Mit sinkendem Wasserzementwert wird dem Porenraum immer mehr Wasser entzogen, woraus eine innere Selbstaustrocknung resultiert [72]. Bei einem konstanten Bindemittelgehalt nimmt das chemische Schwinden zu, wenn der Wassergehalt sinkt [73]. Daher weisen hochfeste bzw. ultrahochfeste Betone mit geringem w/z-Wert und hohem Zementgehalt ein im Vergleich zu Normalbeton hohes autogenes Endschwindmaß auf [65]. Das tritt auch ohne einen Wasserverlust nach außen und bei konstanter Temperatur auf. Infolge der inneren Selbstaustrocknung kann es zu einer Mikrorissbildung im Betongefüge kommen, da die Steifigkeit des erhärtenden Zementsteins zunimmt und sich gleichzeitig das Volumen des Zementsteins infolge Hydratation verringert [74]; [75]. Zudem beschleunigt ein sinkender w/z-Wert in den ersten Stunden nach Wasserzugabe die Zementhydratation. Dadurch wird die Selbstaustrocknung von UHPC zu Beginn beschleunigt. Jedoch klingt die Reaktion schnell ab und die Hydratation wird nachfolgend gehemmt [64]. In Abbildung 28 ist der Zusammenhang zwischen chemischem und autogenem Schwinden grafisch dargestellt.

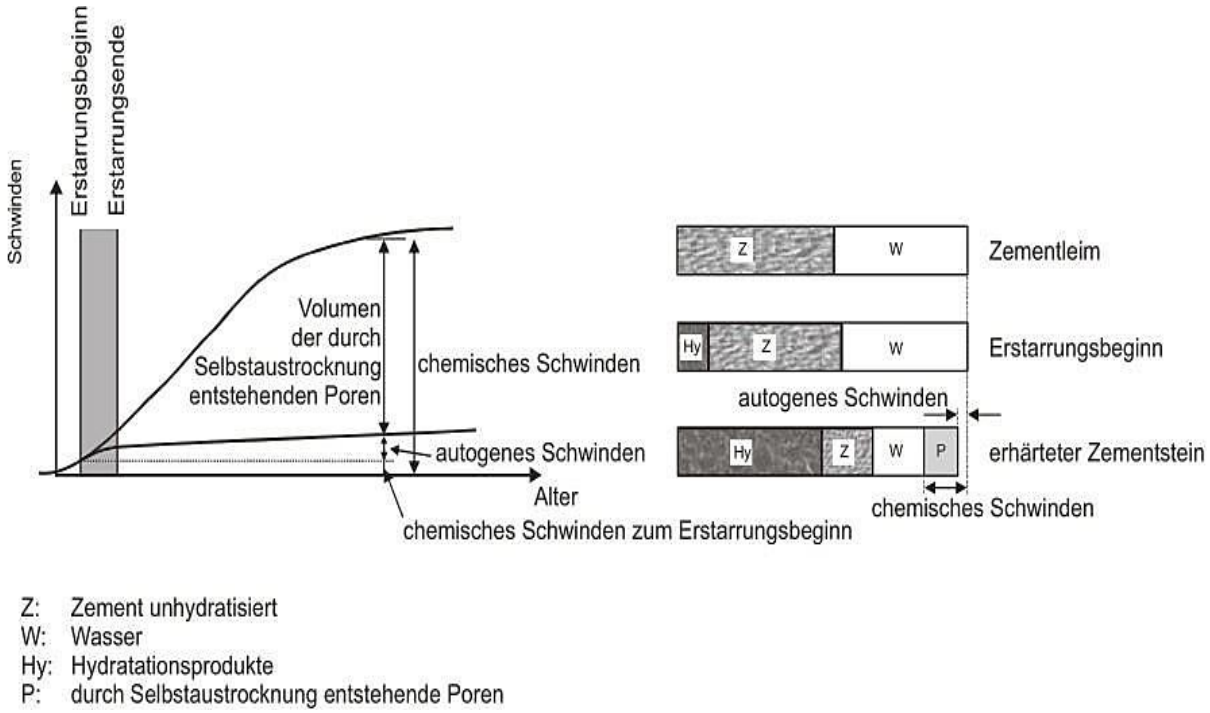


Abbildung 28: Zusammenhang zwischen chemischem und autogenem Schwinden [65]

Aus der Abbildung 28 kann abgeleitet werden, dass das autogene und das chemische Schwinden zunächst parallel verlaufen. Mit zunehmender Steifigkeit wird den Schwindverformungen ein Widerstand entgegengesetzt, der Spannungen im Betongefüge hervorrufen kann. Ab diesem Zeitpunkt wird das Schwinden als autogenes Schwinden bezeichnet. Das chemische Schwinden ist die maßgebende Schwindverformung bei UHPC. Diese Verformung wird durch die Gesteinskörnung im Beton behindert. Das ist von der Gesteinsart und dem Größtkorn abhängig [72]. Diese Behinderung führt zu inneren Zwangsspannungen zwischen Zementstein und Gesteinskörnung, wodurch Zwangsrisse im Bauteil auftreten können. Infolge erster Schäden in der Praxis setzte ab Anfang der 1990er Jahre eine starke Forschungsaktivität zu diesem Thema ein [64]. Maßgebenden Einfluss auf das chemische Schwinden haben der Zementgehalt, Wasserzementwert, Gesteinsanteil, -größe, -oberfläche sowie deren Wassergehalt, das Gesteins E-Modul und die Verwendung von Schwindreduzierer (engl. Shrinkage Reducing Admixture - SRA). Letztere bestehen aus organischen, wasserlöslichen und hygroskopischen Substanzen [65]. Die

schwindreduzierende Wirkung organischer Zusatzmittel beruht auf der Verringerung der Oberflächenspannung der Porenlösung [65]; [76]. Es ist belegt, dass die Spannung bis zu 54% reduziert wird [76]. Das reduziert den Kapillarporendruck im Zementgefüge. Besonders das autogene Schwinden, das bei ultrahochfesten Betonen eine große Relevanz aufweist, kann um bis zu 40% gesenkt werden. Das Optimum der SRA Zugabemenge liegt bei 2 bis 4 M.-% des Zementgehaltes [65].

Besonders hochmodulige Gesteine wie Basalt, Quarz, Dolomit oder Granit verfügen über einen hohen E-Modul und stellen eine Verformungsbehinderung im Beton dar, wodurch das Schwinden reduziert wird [58], [69]. Durch eine hohe Wasseraufnahme des Gesteins kann eine innere Nachbehandlung des UHPC's erfolgen und das autogene Schwinden wird reduziert [77]. Dafür eignen sich besonders poröse Gesteine, die wie superabsorbierende Polymere (SAP) wirken [79]. Detaillierte Ergebnisse zum Einfluss des Gesteins auf das Schwindverhalten von UHPC sind nicht bekannt.

In [78] wird das Früh- und autogene Schwinden von UHPC untersucht. Die Untersuchungsparameter sind der w/z-Wert, der Silkaanteil, dass Fließmittel und der C_3A-Gehalt im Zement. Während das Fließmittel keinen Einfluss hat, nimmt das Schwinden sowohl mit einem sinkenden w/z-Wert als auch steigendem Silika- sowie C_3A-Gehalt zu. Untersuchungen von [80] konzentrieren sich ebenfalls auf die Auswirkungen des w/z- bzw. Wasserbindemittelwertes und kommen prinzipiell zu einem identischen Ergebnis. Zusätzlich wird festgestellt, dass für w/z-Werte unter 0,18 keine Änderung des Schwindverhaltens auftritt. In [78] wird den Einfluss einer Versiegelung sowie der Probekörpergeometrie untersucht. Im Ergebnis zeigen die Untersuchungsparameter keine Auswirkung. Die Auswirkung von SRA wird von [81] untersucht. Er vergleicht je eine Mischung mit und ohne SRA bei konstanten w/z-Wert sowie identischen Mischungsverhältnissen. Die Schwindverformungen werden durch die Verwendung von SRA bis zur Hälfte reduziert. Im Sachstandsbericht des DAfStb [18] zu UHPC sind Forschungsergebnisse zur Reduktion der Schwindverformungen infolge eines grobkörnigen Gesteins angegeben.

Für die Vorhersage und Berechnung von autogenen Schwindverformungen von HPC existieren Berechnungsmodelle. Diese sind in *fib 2010 [49]* und *DIN EN 1992-1-1* [15] aufgeführt und unterscheiden sich kaum. Der Unterschied besteht darin, dass der *fib 2010* [49] den Einfluss des Zements berücksichtigt. Ein Berechnungsmodell zur Ermittlung der Schwindverformung von UHPC wird von [80] angegeben. Dieses berücksichtigt einen Stahlfasergehalt und den w/z-Wert und ist auch für UHPC ohne Fasern gültig. Das Modell ist eine Weiterentwicklung des Ansatzes nach [82], dass Einzug in die französische Richtlinie für faserbewehrten UHPC gefunden hat.

Zur Bewertung des Einflusses der Gesteinsart auf die Schwindverformungen werden experimentelle Untersuchungen durchgeführt. Da bei UHPC die maßgebenden autogenen Schwindverformungen innerhalb der ersten 24 Stunden auftreten, wird ein spezieller Versuchsaufbau entwickelt, der aus einer Schalung mit integrierter Messtechnik besteht. Dieser orientiert sich an den Untersuchungen von [64] und [78]. Grundlage des entwickelten Versuchsstands ist eine Stahl-Trägerplatte, auf der eine eigens angefertigte prismatische Schalung montiert ist. Die Seitenteile bestehen aus Stahl und die Stirnseiten aus PVC. Diese werden von Messzapfen durchdrungen, an denen Wegaufnehmer magnetisch befestigt sind (Abbildung 29).

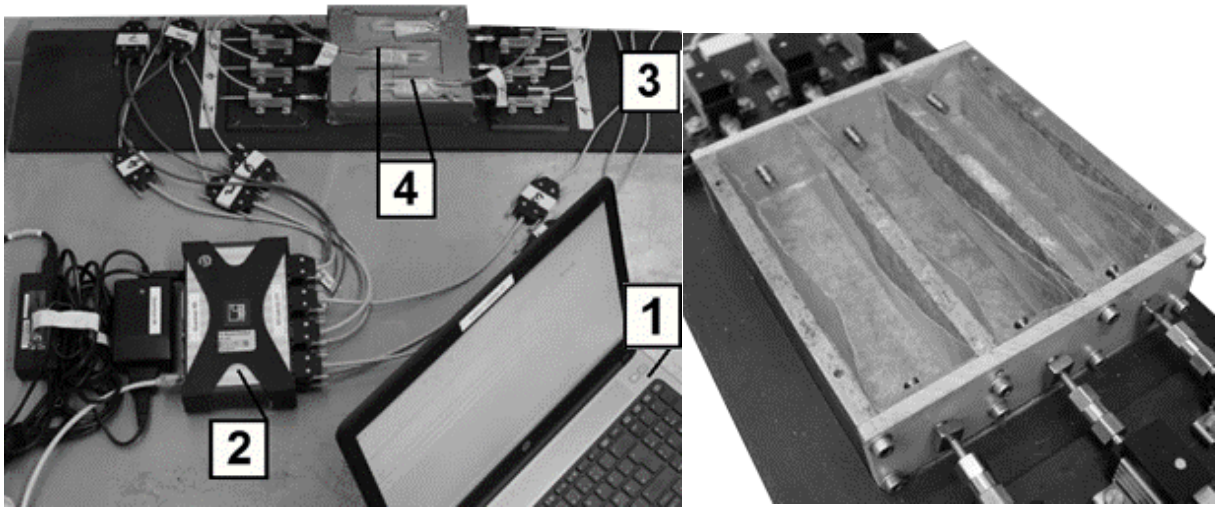


Abbildung 29: Versuchsaufbau zur Messung der autogenen Schwindverformungen von Prismen mit 160 mm x 40 mm x 40 mm; links: gesamter Versuchsaufbau mit Messrechner (1), Messverstärker (2), Versuchsstand (3) und Probekörper (4); rechts: Detail zum Anschluss der Wegaufnehmer und Trennschicht

Damit sich die Probekörper zwangsfrei verformen können, ist die Schalung mit einer Teflonfolie beklebt. Eine zusätzliche Trennschicht bildet eine Kunststofffolie. Um die Probekörper zu versiegeln, wird eine Plexiglasscheibe aufgeschraubt und die Stoßkanten diffusionsdicht abgeklebt. Die Versuche werden in einem klimatisierten Raum bei ≈ 22 °C durchgeführt. Zunächst wird der UHPC angemischt und die Konsistenz durch die Ermittlung des Setzfließmaßes überprüft. Anschließend wird der UHPC in die Schalung eingebracht und die Verformungsmessung mit 0,1 Hz gestartet. Der Messzeitraum beträgt 130 Stunden, da die autogenen Verformungen zu diesem Zeitpunkt größtenteils abgeschlossen sind [64]. Es werden die in Tabelle 8 aufgeführten Betonmischungen experimentell untersucht.

In Abbildung 30 sind die Ergebnisse der Schwindmessungen dargestellt. Die bei 0 mm beginnenden Zeit-Verformungsverläufe zeigen die gesamten autogenen Schwindverformungen. Bei darüber dargestellten Verläufen dient der Erstarrungszeitpunkt als Nullniveau der Verformungen. Dieser wird anhand der Verformungsgeschwindigkeit exakt ermittelt [64]. So können die für die Bemessung maßgebenden spannungsinduzierten Verformungen besser von den plastischen Verformungen separiert werden. Im Nachfolgenden sind einige Ergebnisse der eigenen Schwinduntersuchungen dargestellt.

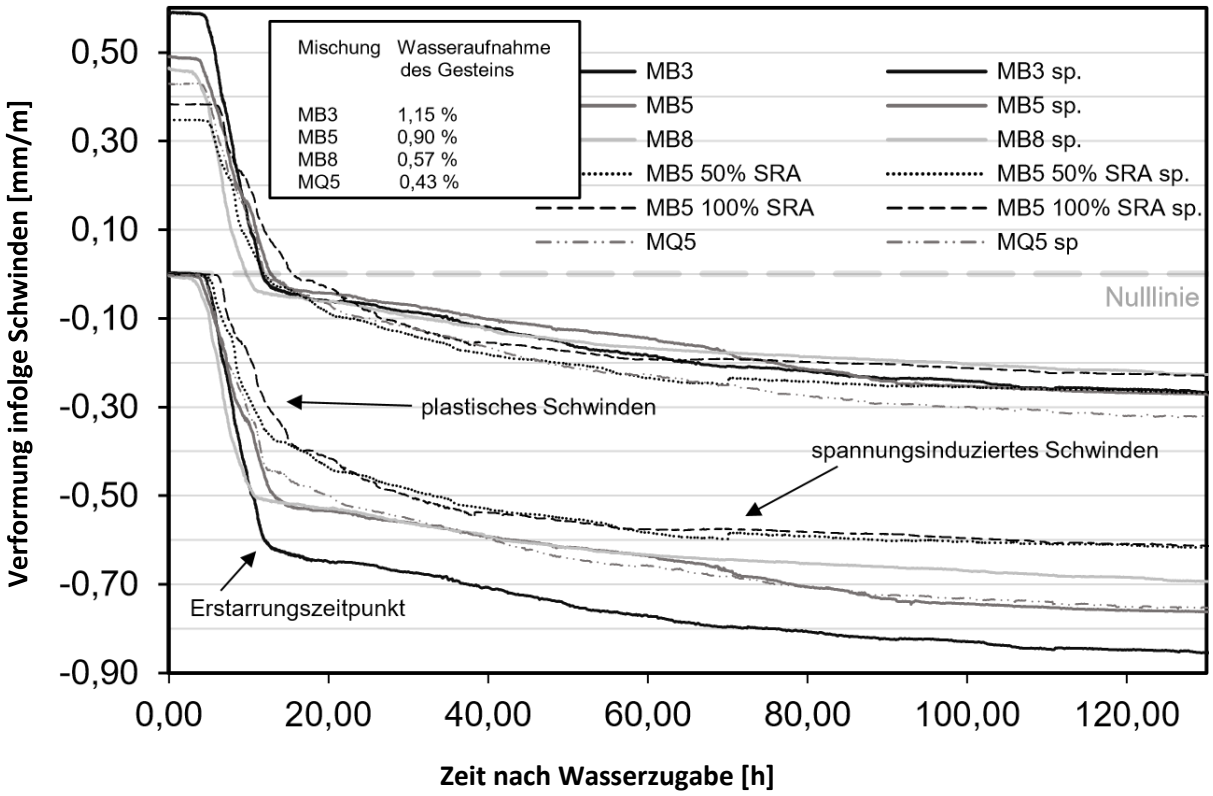


Abbildung 30: Ergebnisse der durchgeführten Schwindversuche zur Untersuchung des Einflusses der Gesteinsart auf die Schwindverformungen

Die Ergebnisse in Abbildung 30 zeigen, dass die gesamten Schwindverformungen durch die Größe des Größtkorns beeinflusst werden. Durch die Verwendung einer gröberen Sieblinie und eines dadurch größeren Größtkorns, kann die Schwindverformung reduziert werden. Mit sinkendem Größtkorn nimmt die Gesteinsoberfläche zu. Durch die größere Kontaktfläche zwischen Zementstein und Gestein werden Gefügespannungen reduziert, woraus simultan höhere Festigkeiten resultieren. Weiterhin zeigt sich, dass die Wasseraufnahmefähigkeit des Gesteins den Erstarrungszeitpunkt des Frischbetons beeinflusst. Grund dafür ist das Gleichgewicht des Feuchtegehalts zwischen Zementstein und der Gesteinskörnung. Wird dem Porenraum während der Hydratation Wasser entzogen, kann durch das Gestein weiteres Wasser hinzugeführt werden. Flüssigkeits-Gas-Menisken bleiben länger bestehen und die Calciumhydratphasen können länger wachsen. Dadurch treten die Hydratationshemmung und der Erstarrungszeitpunkt später ein. Dieser Effekt ist nicht bei allen Versuchsreihen konsistent, da der Erstarrungszeitpunkt leicht durch einen geringfügig abweichenden w/z-Wert beeinflusst wird.

Der Vergleich der gesamten autogenen Verformungen der Mischungen MQ5 und MB5 zeigt ein nahezu identisches Schwindverhalten. Da sowohl der E-Modul (Tab. 3.3) und die Wasseraufnahme (Abb. 4.32) beider Gesteine nur geringfügig voneinander abweichen, belegt dieser gesteinsübergreifende Vergleich den maßgebenden Einfluss der verwendeten Sieblinie. Durch die separierte Betrachtung des spannungsinduzierten Schwindens zeigt sich, das MQ5 die größten Verformungen aufweist. Quarz verfügt über deutlich gleichmäßigere Bruchflächen im Vergleich zu Basalt, wodurch die Gesteinsoberfläche kleiner ist. Zusammenfassend geht aus den Untersuchungen hervor, dass:

- bei konstantem Wasserzementwert Feinkornbetone ein größeres autogenes Schwindmaß als Grobkornbetone aufweisen,
- mit sinkendem w/z-Wert Zementhydratation sowie Erstarrung früher beginnen und das autogene Schwinden steigt,
- spannungsinduziertes autogenes Schwinden überwiegend durch die Gesteinskornoberfläche beeinflusst wird und kaum durch den w/z-Wert,
- je größer die Wasseraufnahme der Gesteinskörnung ist, desto später erstarrt der Beton.

In Abbildung 31 ist die Nachrechnung der Schwindverformungen an exemplarisch ausgewählten Versuchsdaten mit Basaltgestein und unterschiedlichen Größtkorndurchmessern dargestellt. Mit den Berechnungsansätzen nach *fib 2010* [49] und *DIN EN 1992-1-1* [15] werden ausschließlich die spannungsinduzierten, autogenen Schwindverformungen berechnet. Das Modell nach [80] ist dagegen gültig zur Bestimmung der gesamten autogenen Schwindverformungen. Das Diagramm zeigt, dass *fib 2010* [49] sowie *DIN EN 1992-1-1* [15] die spannungsinduzierten Schwindverformungen um bis zu ca. 50 % unterschätzen. Die Ergebnisse nach [80] zeigen eine gute Übereinstimmung der Schwindverformungen für die Mischung MB8 nach ca. 120 Stunden. Für die anderen Betonrezepturen werden die Verformungen überschätzt. Insgesamt zeigt sich keine Konvergenz zwischen Erstarrungsbeginn, plastischem Schwinden sowie dem zeitabhängigen Verlauf der spannungsinduzierten Schwindanteile.

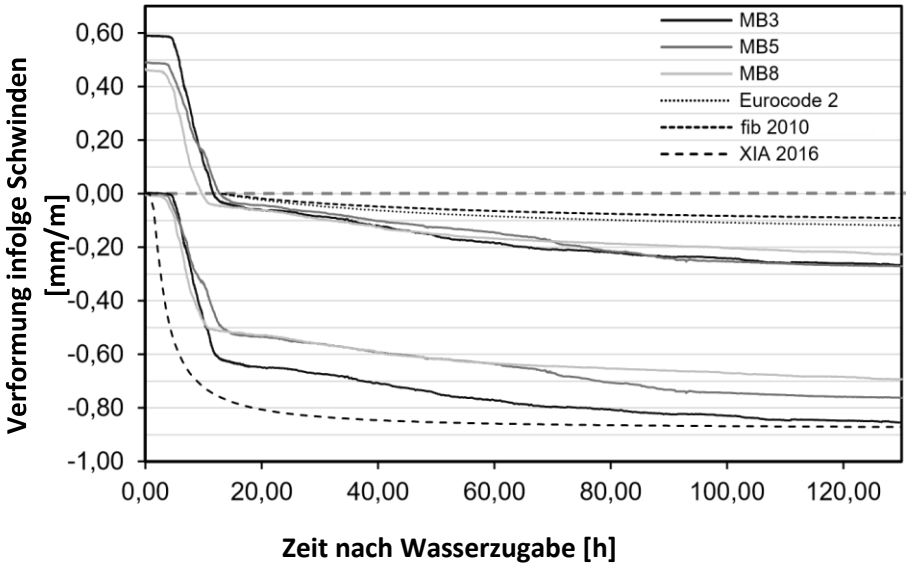


Abbildung 31: Untersuchung bestehender Berechnungsmodelle zur Ermittlung der gesamten autogenen sowie der spannungsinduzierenden autogenen Schwindverformung

Im nachfolgenden wird ein anhand der Versuchsdaten abgeleitetes, empirisches Berechnungsmodell zur Ermittlung der Schwindverformungen vorgestellt. Prinzipiell kann durch wenige Anpassungen des Modells nach [80] eine gute Konvergenz mit den Messergebnissen erreicht werden. Nachteilig ist, dass dieses Modell Versuchsdaten zur Berechnung und dadurch zur Prognose des Schwindens benötigt. Obwohl die Kenntnis über den Erstarrungsbeginn, Erstarrungszeitpunkt und die plastischen Verformungen für die Herstellung von Bauteilen aus UHPC von großer Bedeutung ist, sollen diese nicht im Berechnungsmodell implementiert werden.

Diese würden die Berechnung erschweren ohne einen Mehrwert für die Bemessung zu liefern. Aus diesem Grund umfasst das Berechnungsmodell lediglich die spannungsinduzierten Schwindverformungen. Daten zum Erstarrungszeitpunkt und den plastischen Verformungen können bei Bedarf den Versuchsdaten entnommen werden.

Das folgende Bemessungsmodell wird in Anlehnung an *DIN EN 1992-1-1* [15] anhand einer exponentiellen Regressionskurve abgeleitet. Durch die Implementierung des Faktors k_{ca} kann das spannungsinduzierte Schwinden in Abhängigkeit von Schwindbegünstigten oder -reduzierenden Gesteinen und/oder Additiven je Stunde berechnet werden. Dabei wird angenommen, dass die autogene Schwinddehnung $\varepsilon_{ca}(t)$ der Gesamtschwinddehnung $\varepsilon_{cd}(t)$ entspricht (vgl. Abs. 4.4.1.1). Die zeitabhängige Entwicklung der spannungsinduzierten, autogenen Schwinddehnung folgt aus:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \frac{e^{-\frac{97}{5000} k_{ca} \times t} - 1}{4} \qquad \text{(Gl. 4)}$$

Dabei ist

t das Betonalter in Tagen nach der Erhärtung,

k_{ca} der Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses des Gesteins und der Additive auf die autogene Schinddehnung,

k_{ca} = 1,8

Hohe zu erwartende Schwindverformung, durch Zugabe von schwindbegünstigenden Gesteinen z.B. Kalkstein und Gabbro sowie bei 1/3 mm Sieblinien,

k_{ca} = 1,4

Mittlere zu erwartende Schwindverformung, gilt für die meisten Gesteine und Sieblinien von 2/5 bis 5/8 mm,

k_{ca} = 1,0

Niedrige zu erwartende Schwindverformung, durch Zugabe von schwindreduzierenden Gesteinen wie Basalt oder Diabas mit einer Sieblinie ab 2/5 mm bzw. bei der Zugabe von Schwindreduzierer.

Das angegeben Berechnungsmodell ist gültig für dünne Bauteile aus UHPC, bei denen die Temperaturentwicklung infolge Zementhydratation als gering angesehen werden kann. Diese müssen auf Basis des verwendeten Bindemittels Nanodur Compound 5941 und einem ähnlichen Verhältnis zwischen Gesteinskörnung und Bindemittel hergestellt sein. Weiterhin ist auf eine Nachbehandlung durch das Befeuchten und anschließende Abdecken der Bauteile zu achten. Eine Übertragbarkeit der Ergebnisse auf massige Bauteile ist nicht ohne weitere Untersuchungen möglich. Bei massigen Bauteilen nimmt die Hydratationswärmeentwicklung stark zu und kann einen maßgebenden Einfluss auf die Schwindverformungen haben.

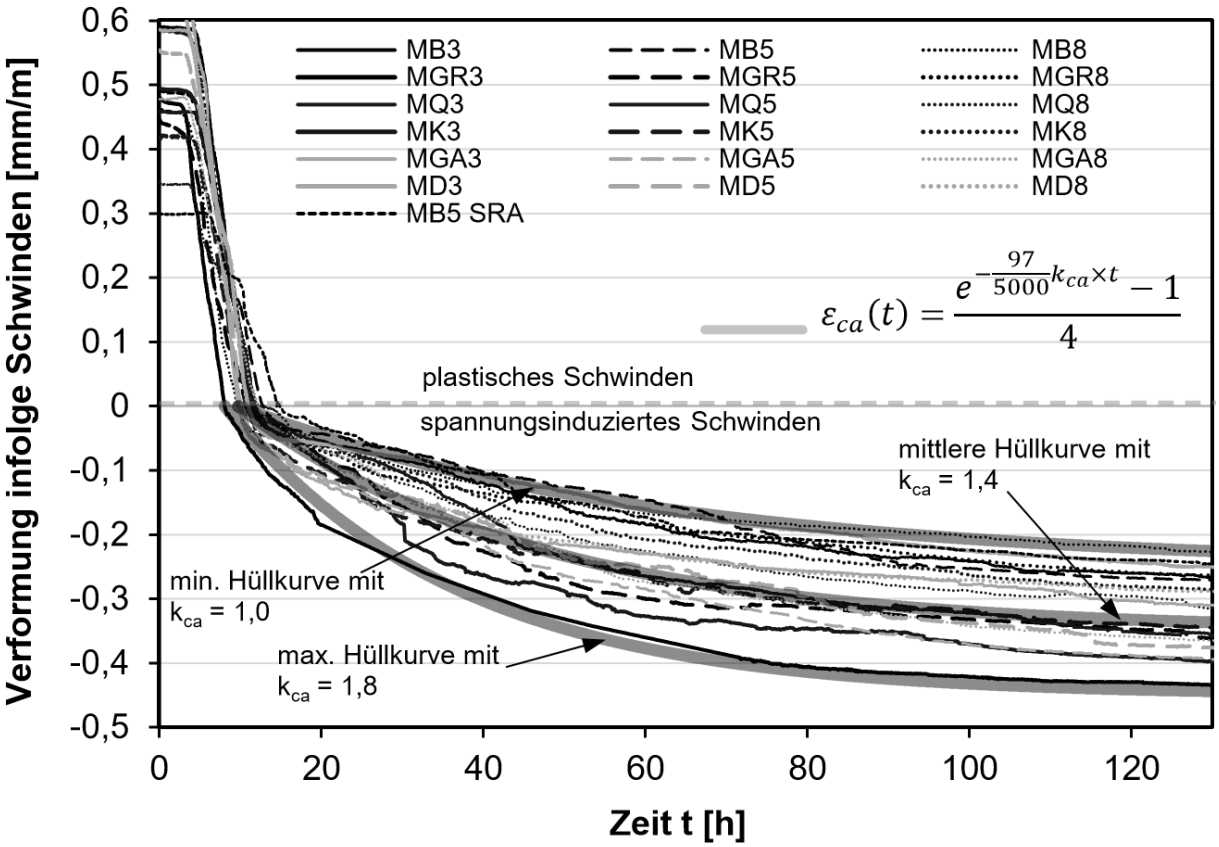


Abbildung 32: Nachrechnung der Versuchsergebnisse mit Hilfe des eigenen Modelansatzes

Das Modell in Abbildung 32 zeigt eine sehr gute Übereinstimmung des Verlaufs mit den dargestellten Versuchsergebnissen. Da die Versuchsergebnisse variieren, werden diese mit einem Berechnungsmodell beschrieben, dass die obere und untere Grenze der autogenen Schwinddehnung sowie das Zentrum dieser Hüllkurven definieren.

5. Großbauteilversuche

5.1 Allgemeines

Zur Validierung der Erkenntnisse aus den kleinmaßstäblichen Materialuntersuchungen und den daraus abgeleiteten Festigkeitswerten werden großformatige Versuche an Fassadenausschnitten durchgeführt. Ziel der Versuche ist weiterhin die Untersuchung des Tragverhaltens der UHPC-Fassadentafel als Bestandteil von Sandwichwänden. In den Versuchen wird eine flächige Belastung der Vorsatzschale, durch einen Unterdruck im Bereich der Wärmedämmung simuliert. Die Verformungen der UHPC-Fassadentafel werden mittel photogrammetrischer Messungen bestimmt. Durch Aufnahmen mit einer Hochgeschwindigkeitskamera kann der schlagartige Versagensmechanismus dokumentiert werden.

Das Versuchsprogramm ist in Tabelle 10 zusammengestellt. Bei den Untersuchungen werden die Dämmstoffdicke und der Durchmesser des Verbindungsmittels variiert, um Rückschlüsse auf das Systemtragverhalten der Betonfassade zu gewinnen.

Tabelle 10: Versuchsprogramm der Großbauteilversuche unter Unterdruck

Parameter	Abkürzung	Wert
Vorsatzschalendicke	d_{VS}	30 mm
Dämmstoffdicke	d_D	60 und 200 mm
Tragschalendicke	d_{TS}	150 mm
Verbindungsmittel	VM	Schöck Isolink
VM-Nenndurchmesser	$Ø_{VM}$	8, 12, und 16 mm
Belastung	-	statisch
VM-Abstand	$a_{VM} = b_{VM}$	500 mm
VM-Randabstand	$a_{VM1} = b_{VM1}$	150 mm

5.2 Probekörpergeometrie und -herstellung

Die Geometrie der im Versuch untersuchten Probekörper ist in Abbildung 33 dargestellt. Die Probekörper stellen einen quadratischen Wandausschnitt mit einer Seitenlänge von 1.300 mm dar. Jeder Probekörper weist 9 Verbindungsmittel in einem quadratischen Raster auf. Das Ankerraster beträgt dabei 500 mm x 500 mm. An drei Verbindungsmitteln je Probekörper werden Dehnungsmessstreifen appliziert, um die Normalkräfte in den Verbindungsmitteln während der Versuchsdurchführung zu ermitteln. Dabei werden jeweils ein Verbindungsmittel in der Ecke, am Rand und in der Mitte betrachtet.

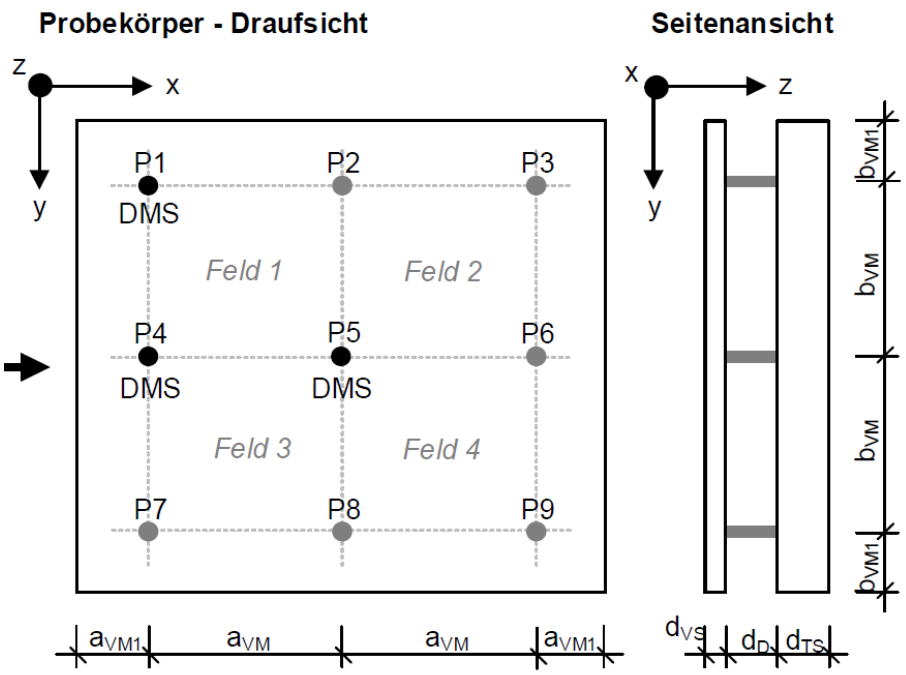


Abbildung 33: Probekörpergeometrie für großformatige Unterdruckversuche

Die Probekörper für die Unterdruckversuche wurden im Labor für Konstruktiven Ingenieurbau der TU Kaiserslautern hergestellt (Abbildung 34). Die Herstellung erfolgte an zwei Tagen. Am ersten Tag wird die Vorsatzschale aus UHPC mit den Verbindungsmitteln betoniert und zur Nachbehandlung mit einer PE-Folie abgedeckt. Am Tag 2 wird die Vorsatzschale ausgeschalt, die Tragschale betoniert und die Vorsatzschale mit den Verbindungsmitteln in die Tragschale eingewendet.

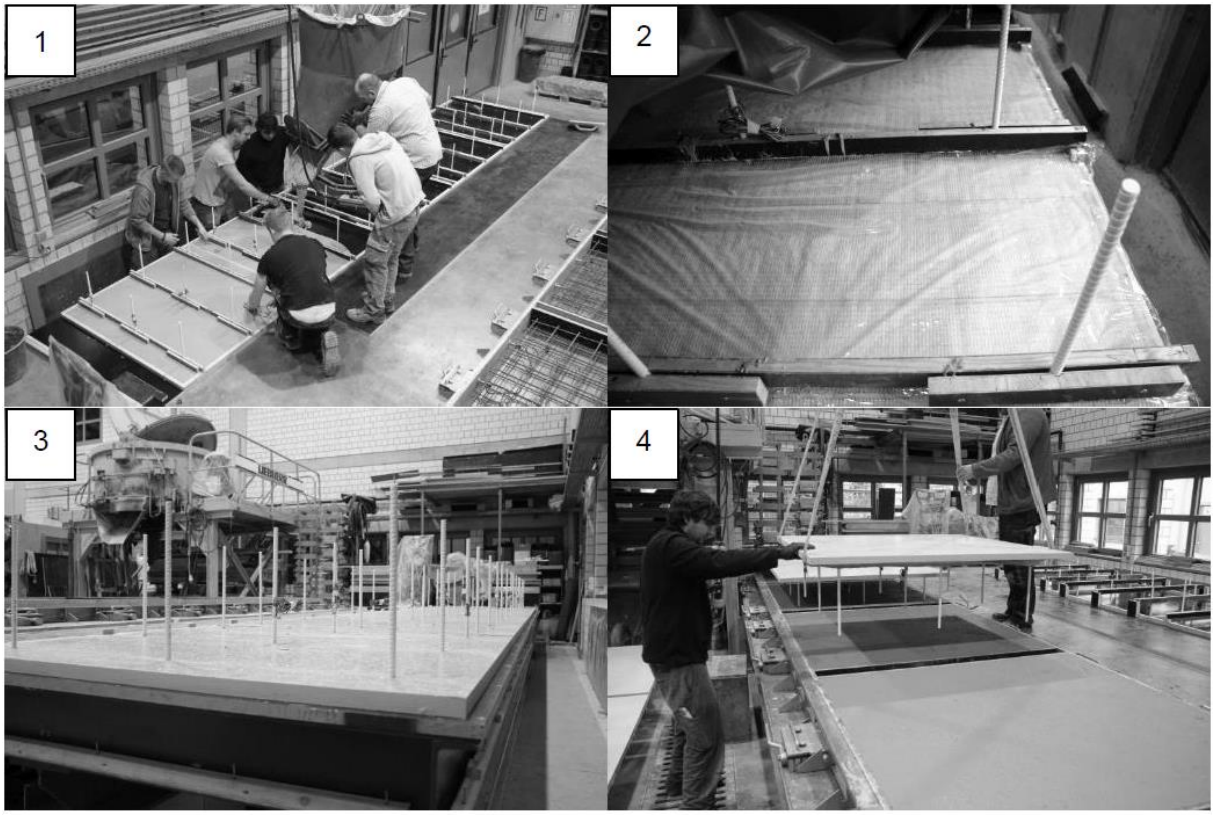


Abbildung 34: Herstellung der Probekörper im Labor für Konstruktiven Ingenieurbau der TU Kaiserslautern; 1: Betonage der Vorsatzschale; 2: Abdecken des Frischbetons mit PE-Folie zur Nachbehandlung; 3: ausgeschalte Vorsatzschale; 4: Einwenden der Vorsatzschale in den Frischbeton der Tragschale

Die Würfeldruckfestigkeit, die uniaxiale Biegezugfestigkeit und das Elastizitätsmodul unter Druckbelastung des Hochleistungsbetons der einzelnen Probekörper sind in Tabelle 11 zusammengestellt.

Tabelle 11: Ermittelte Materialeigenschaften des Ultrahochleistungsbetons

Versuch	**Würfeldruckfestigkeit**	**uniaxiale Biegezugfestigkeit**	**Elastizitätsmodul**
	$f_{cm,cube}$	$f_{ctm(h=40mm)}$	E_{cm}
	[N/mm²]	**[N/mm²]**	**[N/mm²]**
V01-200-CB12 V02-200-CB12	132,8	10,89	44.789
V03-200-CB8	135,4	11,30	45.923
V04-200-CB16	143,6	11,88	47.979
V05-60-CB12	131,3	11,33	43.754

5.3 Versuchsaufbau und -durchführung

Der Versuchsaufbau und das zugehörige Messkonzept sind schematisch in Abbildung 35 dargestellt. Der Bereich zwischen Vorsatz- und Tragschale wird mittels Stahlprofilen und TackyTape luftdicht abgedichtet. In dem so entstehenden Zwischenraum zwischen Vorsatz- und Tragschale kann nun mittels einer Vakuumpumpe ein Unterdruck erzeugt werden. Der Unterdruck belastet die Vorsatz- und Tragschale und simuliert eine flächige Winddruckbelastung der UHPC-Vorsatzschale. Die Dehnungen der Verbindungsmittel werden mittels Dehnungsmessstreifen und die Verformungen der Vorsatzschale über ein photogrammetrisches Messsystem gemessen. Zur Bewertung der Versagensart wird der Versuch mittels einer Hochgeschwindigkeitskamera gefilmt.

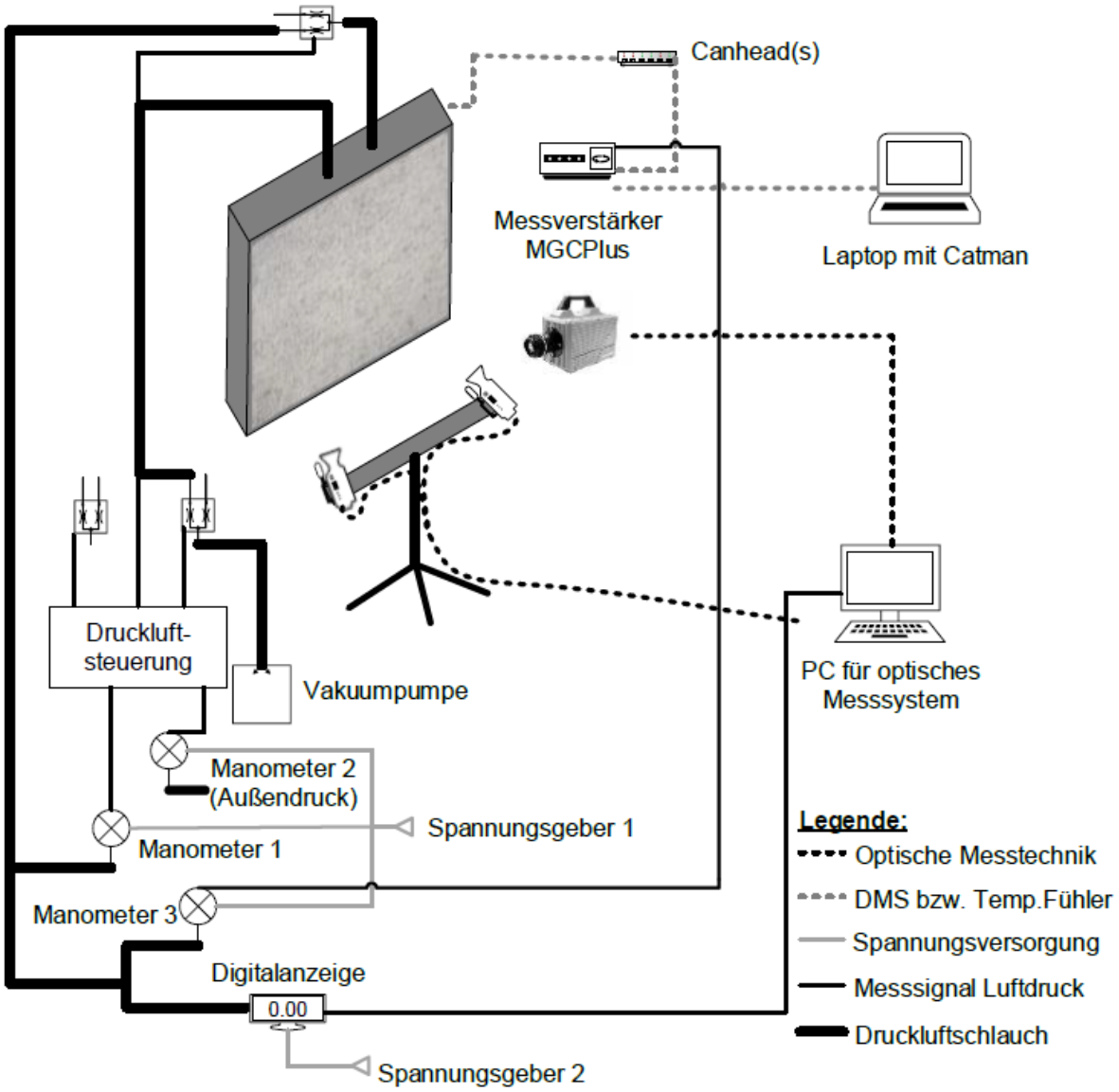


Abbildung 35: Versuchsaufbau und Messkonzept zu den großformatigen Unterdruckversuchen

5.4 Versuchsergebnisse

Die Last-Verformungskurven der einzelnen Unterdruckversuche sind in Abbildung 36 dargestellt. Die Referenzversuche V01 und V02 zeigen dieselbe Steifigkeit des Fassadensystems auf. Die Serien V04 und V05 weisen eine größer und die Serie V03 eine geringere Steifigkeit auf. Zurückzuführen sind die Steifigkeitsunterschiede insbesondere auf die Steifigkeit der Lagerung der Fassadenplatte durch die GFK-Verbindungsmittel in Feldmitte im Durchlaufträgersystem (2-Feld-Träger).

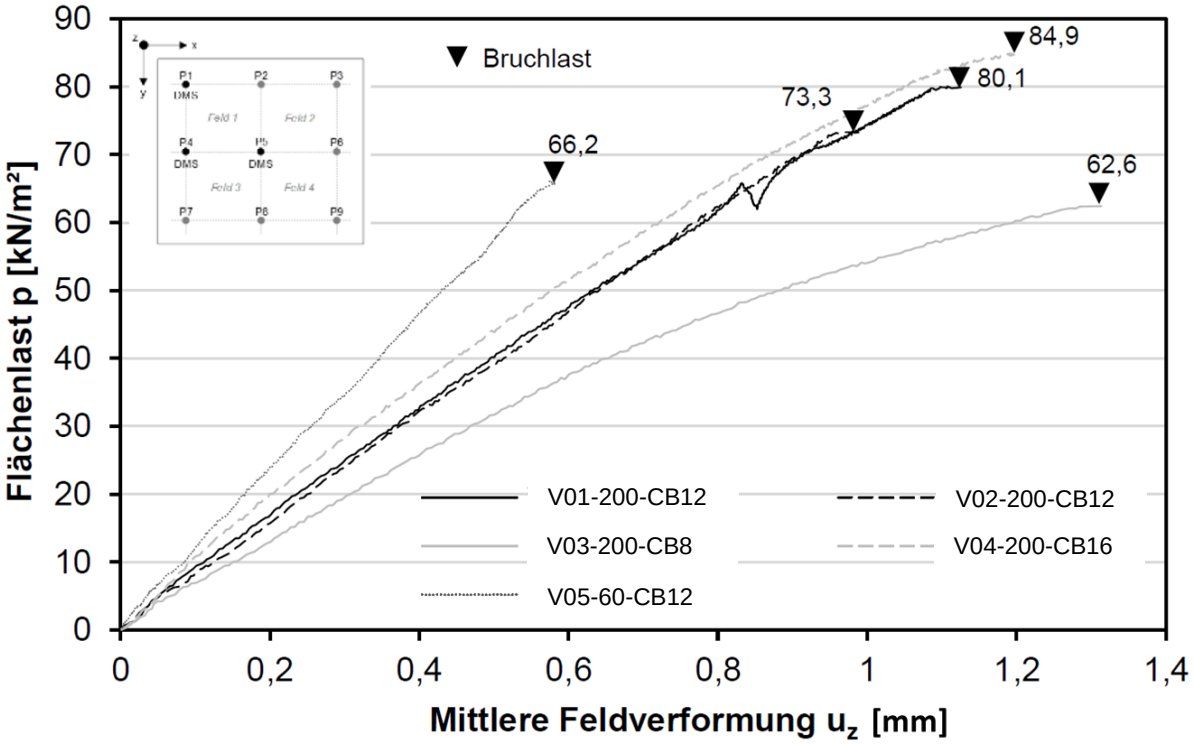
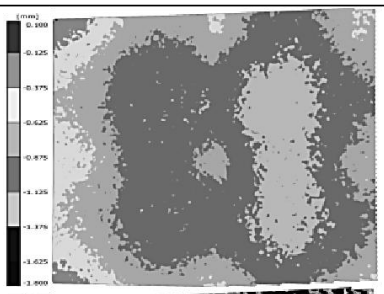
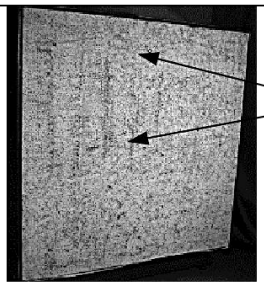
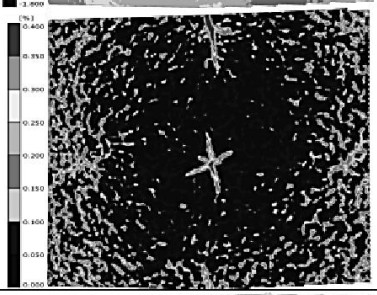
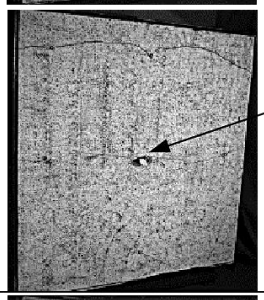
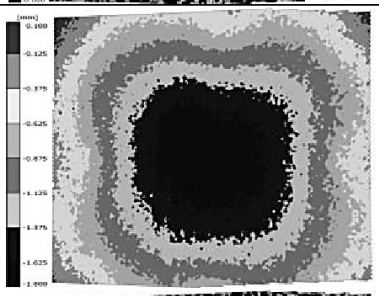
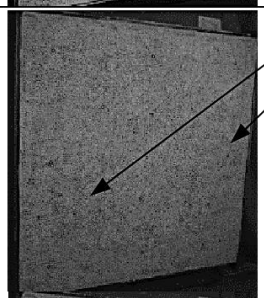
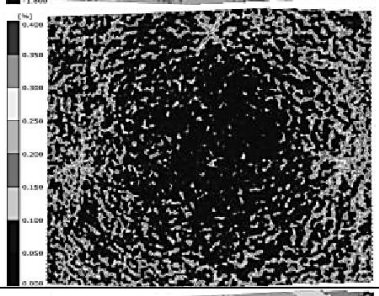
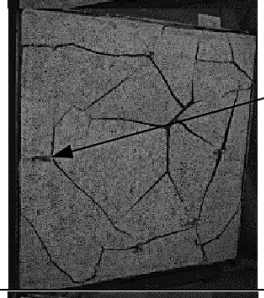
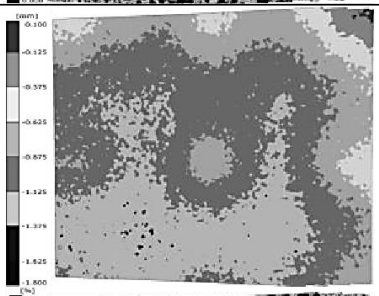
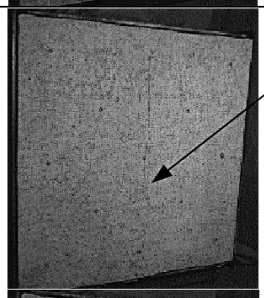
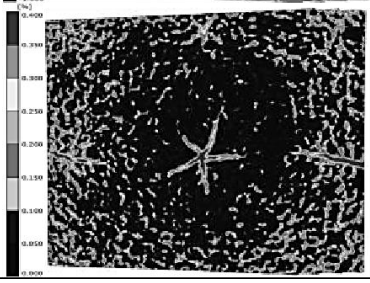
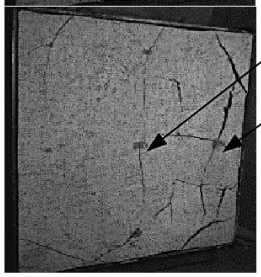


Abbildung 36: Last-Verformungskurve der statischen großformatigen Unterdruckversuche

Weiterhin kann beobachtet werden, dass die Probekörper in den Versuchen V03 und V05 geringere Tragfähigkeiten als bei der Referenz V01 und V02 aufweisen. Bei Probekörper V05 ist dies auf die erhöhte Steifigkeit der Lagerung und somit reduzierte Umlagerungseffekte zurückzuführen. Bei Probekörper V03 versagt dagegen das Verbindungsmittel in Feldmitte durch Knicken. Probekörper V04 mit einem Verbindungsmitteldurchmesser von 16 mm weißt im Vergleich zu der Referenz eine geringfügig größere Steifigkeit und Bruchlast auf.

In Tabelle 12 sind die Ergebnisse der photogrammetrischen Verformungsmessung und die mittel Hochgeschwindigkeitskamera ermittelten Bruchbilder der Probekörper V02 bis V04 zusammengestellt. Aus den Bildern der Hochgeschwindigkeitskamera ist erkennbar, dass sich bei den Probekörpern V02 bis V04 zuerst ein Biegeriss über dem inneren Verbindungsmittel bildet und anschließend das Verbindungsmittel durch den gerissenen Hochleistungsbeton durchstanzt.

Tabelle 12: Ergebnisse der photogrammetrischen Verformungsmessung und Bruchbilder

Nr..		3D- Verformungsmessung		Hochgeschwindigkeitskamera	
V02-200-CB12	Verformung u_z		Primärriss		horizontal verlaufender Biegeriss über den Verbindungsmitteln
	Dehnung		Sekundärrisse		sekundäres Durchstanzen des mittleren Verbindungsmittels
V03-200-CB8	Verschiebung u_z		Primärriss		Diagonaler und vertikaler Biegeriss
	Dehnung		Sekundärrisse		Durchstanzen der Verbindungsmittel am Rand
V04-200-CB16	Verschiebung u_z		Primärriss		Vertikaler Biegeriss über den Verbindungsmitteln
	Dehnung		Sekundärrisse		Durchstanzen der Verbindungsmittel

5.5 Auswertung der Großbauteilversuche

In den statischen Versuchen können alle Probekörper bis zum Bruch belastet werden. Anhand der Kraft-Verformungskurven in Abbildung 36 lässt sich ein überwiegend linear-elastischen Systemtragverhalten erkennen. Bei den Probekörpern V01, V02 und V04 kann vor Erreichen der Traglast ein degressiver Last-Verformungsverlauf beobachtet werden. Dies ist auf einen geringen Einfluss von Rissverzahnung und Kohäsion zurückzuführen, bis die Rissflanken der Biegerisse vollständig getrennt sind. Durch eine Reduktion der Verbindungsmittellänge wird die Steifigkeit der Unterkonstruktion erhöht. Das führt zu einer Veränderung der Steifigkeiten und dadurch zu einem größerem Stützmoment über dem mittleren Verbindungsmittel. Aus diesem Grund wird die Biegezugfestigkeit früher erreicht und eine niedrigere Traglast erzielt. Durch die Variation des mittleren Verbindungsmittels ändern sich die Steifigkeitsverhältnisse der Unterkonstruktion.

Das Verbindungsmittel mit $Ø_{VM} = 8\ mm$ im Versuch V06 zeigt eine deutlich geringere Tragfähigkeit. Aufgrund der geringen Drucktragfähigkeit kommt es frühzeitig zu einem Stabilitätsversagen des Verbindungsmittels und einer Änderung des statischen Systems in eine randgestützte Platte. Das führt zu einer Lastumlagerung auf die übrigen Verbindungsmittel. Die Vergrößerung des Feldes bedingt ein früheres Versagen, bei dem die versagensinitiierenden Biegerisse auf der Plattenrückseite entstehen. Durch das Verbindungsmittel mit $d_n = 16\ mm$ wird eine höheres Stützmoment über dem mittleren Auflager verursacht. Theoretisch müsste das zu einer niedrigeren Versagenslast führen. Da das Verbindungsmittel gleichzeitig über einen größeren Querschnitt verfügt, wird die Auflagerlast über diese größere Stützfläche verteilt. Das führt zu einer geringeren, lokalen Spannungskonzentration bei gleicher Systembelastung als bei einem Verbindungsmittel mit geringerem Durchmesser. Dadurch wird die Bruchspannung des Hochleistungsbetons erst infolge einer höheren Probekörperbelastung erreicht.

Bei allen Versuchen ist ein primäres Biegeversagen der Fassadenplatte zu beobachten, sowie ein sekundäres Durchstanzen der Verbindungsmittel. Ein alleiniges Durchstanzen kann unabhängig von der Probekörperkonfiguration ausgeschlossen werden, da keine Bewehrung zum Verdübeln der Rissufer vorhanden ist. Dadurch ist davon auszugehen, dass immer ein Biegebruch der Platte oder ein Knicken der Verbindungsmittel auftritt. In einem Überdruckversuch kann gegebenenfalls ein Versagen der Verankerung auftreten. In Abbildung 37 ist der sukzessive Versagensablauf dargestellt. Zunächst kommt es zu einer Mikrorissbildung (Abbildung 37 links) über den Verbindungsmitteln. Diese Mikrorisse vergrößern sich mit zunehmender Belastung. Beim Erreichen der Bruchlast kommt es zu einem diskreten Riss über der Stützstelle und das Verbindungsmittel wird durch die beiden Rissufer des entstandenen Biegerisses geschoben. Dabei kommt es zu einem Abscheren eines oberflächennahen Betonkegels mit kleinem Durchmesser (Abbildung 37 rechts).

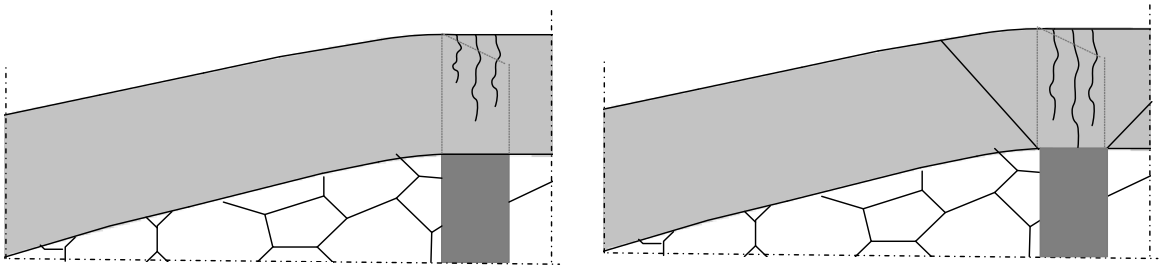


Abbildung 37: Darstellung des Versagensverhaltens infolge Biegung; links: beginnende Mikrorissbildung; rechts: diskreter Biegeriss und Bildung eines Ausbruchkegels

Die in Tabelle 12 nicht exakt doppelsymmetrischen Verformungsbilder sind auf die Herstellung und geringe Abweichungen von der ideellen Plattendicke zurückzuführen.

6. Parameterstudie mittels der FE-Methode

6.1 Allgemeines

Die Motivation in der Parameterstudie mittels der FE-Methode liegt darin, bemessungsrelevante Parameter versuchsunabhängig untersuchen zu können. Dazu wird ein FE-Modell erstellt, dass anhand der Großversuche verifiziert werden kann. Anschließend folgen Parameterstudien, um den Einfluss weiterer Systemparameter auf das Last- und Verformungsverhalten der Fassade nach Theorie erster Ordnung zu erforschen. Dazu gehören lokale und globale Änderungen der Verbindungsmittelgeometrie und -lage, wodurch die Steifigkeit der Unterkonstruktion verändert wird. Ein weiterer Fokus liegt auf der Untersuchung von einspringenden Ecken.

Die in diesem Kapitel durchgeführten numerischen Untersuchungen werden mit der Software ANSYS Workbench 18.2 realisiert. Dazu wird die Geometrie des 3D-Volumenmodells mit dem ANSYS Design-Modeler erstellt. Das modellierte, statische System ist eine punktgestützte Platte mit vollständig in den Beton eingebundenen Verbindungsmitteln (Abbildung 38). Die Parameter der punktgestützten Platte orientieren sich dabei an den Angaben in Kapitel 5.

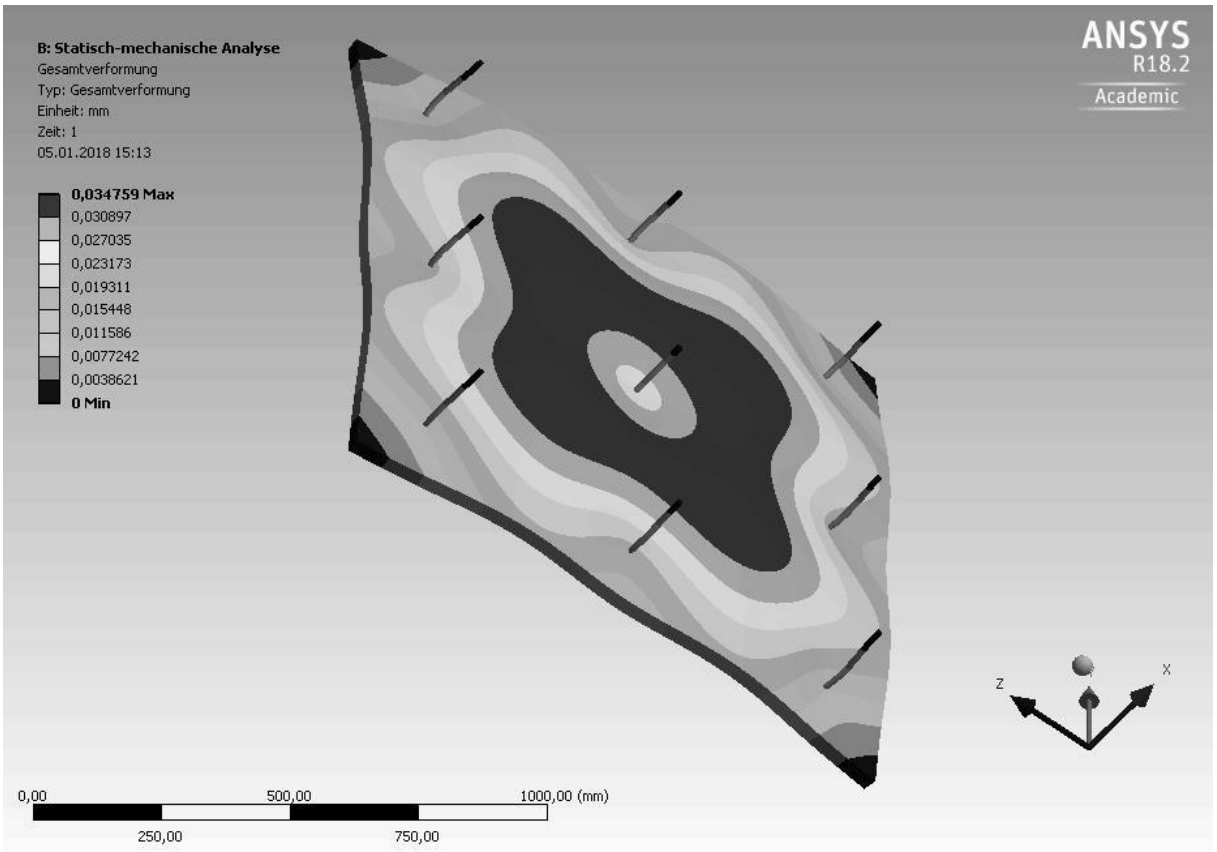


Abbildung 38: Großversuche als FE-Modell in ANSYS Workbench 18.2

Alle Verbindungsmittel verfügen über eine ebene Oberfläche und werden mit dem Kerndurchmesser modelliert. Die freien Stabenden weisen eine eingespannte Lagerung auf, wodurch eine Verschiebung und Verdrehung ausgeschlossen wird. Im Rahmen der statisch-mechanischen Analyse wird der direkte Sparse Solver verwendet. Dieser zeigt Vorteile in der Rechenzeit bei kleinen und mittelgroßen Modellen kleiner 500.000 Freiheitsgrade und ist vergleichsweise unempfindlich bei suboptimalen Elementformen. Als Elemente werden Tetraeder mit Seitenmittelknoten verwenden. Diese weisen 10 Elementknoten und eine quadratischen Ansatzfunktion zur Berechnung an den Seitenmittelknoten auf. Die Belastung erfolgt an der Bauteiloberfläche als Zug- (Windsog) und Druckkräfte (Winddruck), die als Flächenlast wirken. Zur Simulation der Temperaturbelastung wird eine thermisch-stationäre Analyse mit der statisch-mechanischen Analyse verknüpft. Für eine Parameterstudie zum Einfluss der Unterkonstruktion auf das Trag- und Verformungsverhalten werden die Variablen in einem entsprechenden Parametersatz definiert.

6.2 Werkstoffe

Für das GFK-Material wird das linear-elastische Materialmodell Epoxy E-Glass UD mit anisotropen Materialeigenschaften verwendet. Für die Hochleistungsbeton der Fassade wird das Standardmaterialmodell Beton definiert. Dadurch wird das geringfügige nicht-lineare Materialverhalten des Hochleistungsbetons als linear-elastisch idealisiert. Der Aufwand der Modellierung mittels nicht-linearen Materialmodellen steht in keinem Verhältnis zum Erkenntnisgewinn. Die im Versuch beobachteten nicht-linearen Effekte werden vernachlässigt. Dies verkürzt die Rechenzeit deutlich und erlaubt eine umfangreiche Parameterstudie. Dieses Vorgehen orientiert sich am Stand der Technik [52]**.** Die verwendeten Materialparameter sind in Kapitel 2.5 und Kapitel 3.1 angegeben. Als Betonmischung wird die Rezeptur MB5 verwendet. Das Elastizitätsmodul beträgt 45.000 N/mm².

6.3 Diskretisierung und durchgeführte Konvergenzuntersuchung

Aufgrund des geringen Verbindungsmittelquerschnitts und der im Verankerungsbereich auftretenden Spannungskonzentration können stark variierende Berechnungsergebnisse erzielt werden (Abbildung 39). Aus diesem Grund ist die Vernetzung im Verankerungsbereich elementar für eine eindeutige Schnittgrößenermittlung (Abbildung 39). Für die in ANSYS durchgeführten Untersuchungen wird das Standard-Netz mit Tetraeder 3D-Elementen mit Seitenmittelknoten und einer Elementgröße von zehn Millimetern verwendet, das im Bereich der Verbindungsmittel verfeinert wird (Abbildung 39, Bild 1). Das erfolgt mithilfe einer automatischen, adaptiven Netzverfeinerung bis zu einem Konvergenzkriterium von 1%. Das resultierende Netz ist exemplarisch in Abbildung 39 (3. Teilbild) dargestellt.

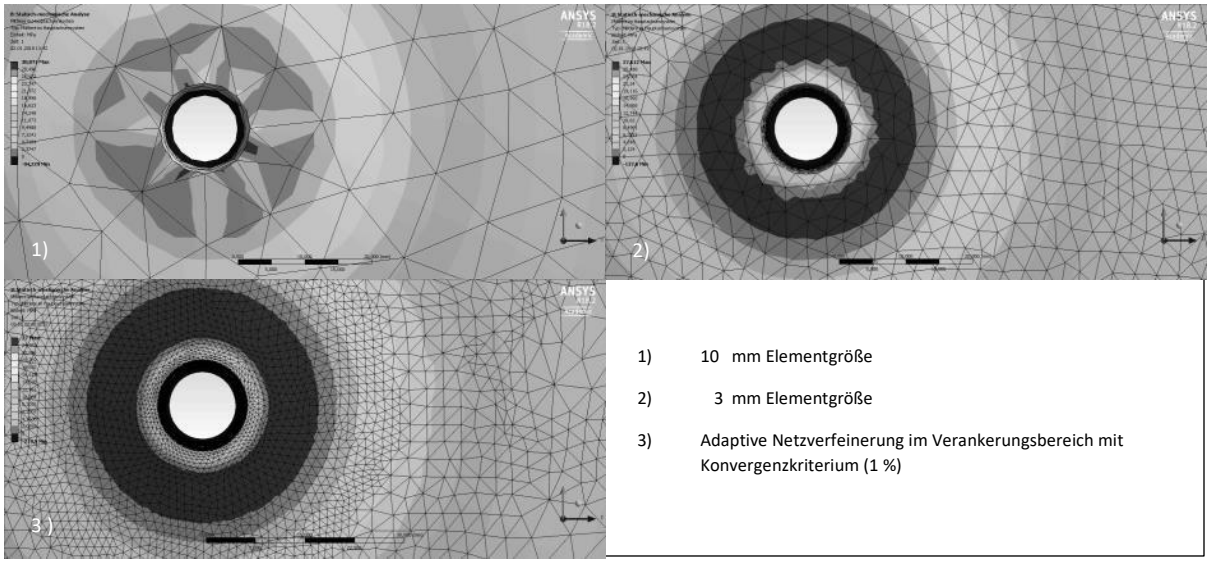


Abbildung 39: Vernetzung im Verankerungsbereich mit ausgeblendetem Verbindungsmittel

Das Programm ANSYS ist ein FEM-Programm, mit dem vielfältige Simulationsaufgaben gelöst werden können. Für die Schnittgrößenermittlung in der Baupraxis ist der Modellierungsaufwand – für eine punktgestützte Platte – zu groß. In der Baupraxis übliche FE Programme verfügen in der Regel über einen deutlich reduzierten Funktionsumfang. Eine automatische, adaptive Netzverfeinerung ist bei herkömmlicher FEM-Statiksoftware nicht die Regel. Aus diesem Grund wird eine Konvergenzuntersuchung im Verankerungsbereich durchgeführt (Abbildung 40). Mithilfe einer Parameterstudie kann das Netz schrittweise, manuell verfeinert und die max. Hauptspannung σ_1 infolge Platten- und Scheibentragwirkung ermittelt werden. Es zeigt sich, dass mit kleiner werdender Netzgröße die Spannung abnimmt. Das folgt aus der sukzessiven Lösungsannäherung infolge der immer feineren Diskretisierung bis sich nahezu keine Spannungsänderung mehr ergibt (Abbildung 40). Dieser Effekt ist insbesondere bei einer Temperaturbelastung und dadurch hervorgerufener Scheibentragwirkung von Bedeutung.

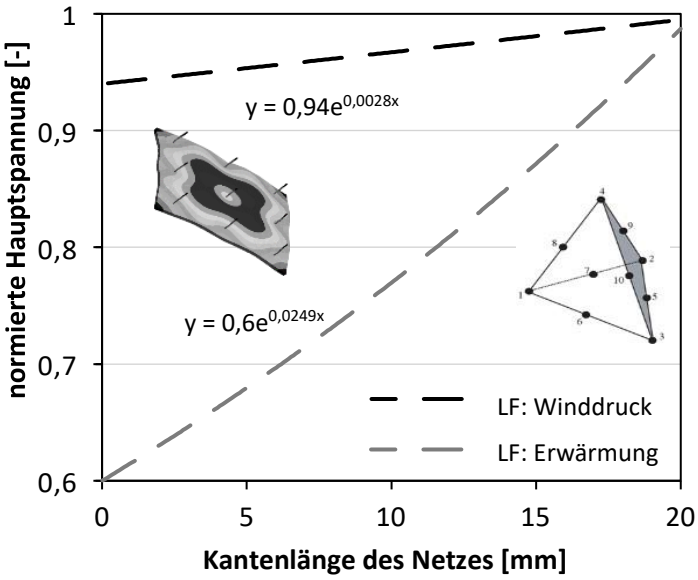


Abbildung 40: Einfluss der Elementgröße auf die Maximalspannung in der Fassadenplatte in Abhängigkeit des Verbindungsmitteldurchmessers bei gleichen Systemrandbedingungen

6.4 Nachrechnung der Großbauteilversuche

Zur Überprüfung des erstellten FE-Modells werden Großversuche aus Kapitel 5 nachgerechnet. Die Belastung des FE-Modells erfolgt sukzessive bis zur ermittelten Bruchlast. Anschließend erfolgt der Vergleich mit den im Versuch gemessenen Last-Verformungs-Kurven und den Normalkräften in den Verbindungsmitteln.

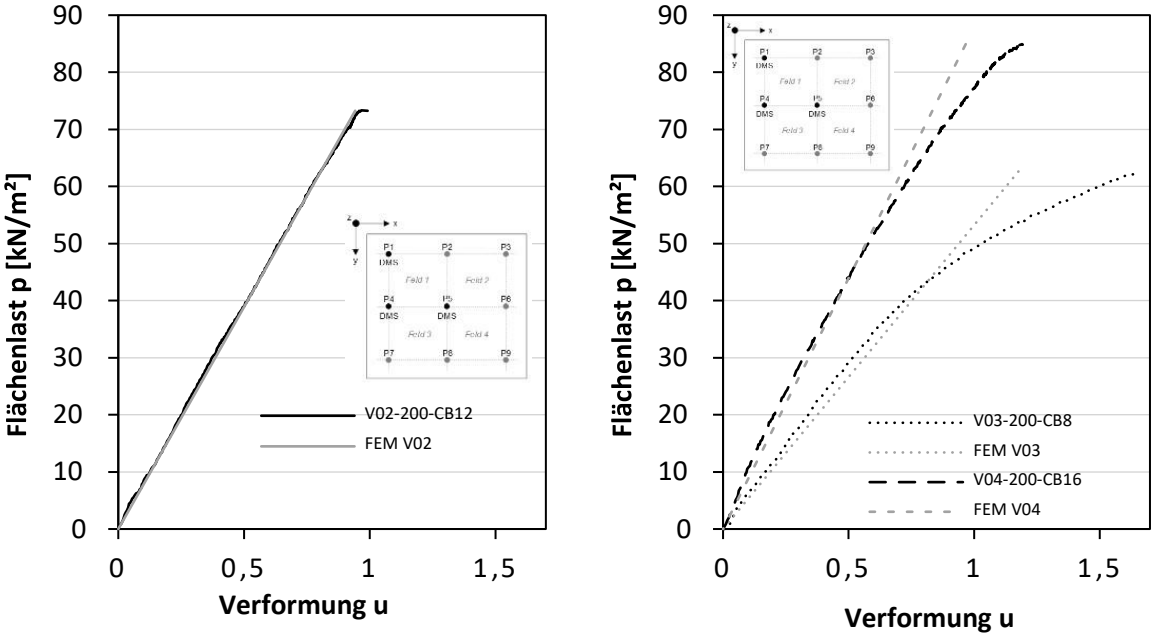


Abbildung 41: Vergleich der statischen Belastungsversuche sowie der rechnerisch ermittelten Last-Verformungskurven

Die rechnerisch ermittelten Last-Verformungs-Kurven in Abbildung 41 zeigen insgesamt eine sehr gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen. Insbesondere die Versuche V02 und V05, die einer realen Bauteilkonfiguration entsprechen, stimmen sehr gut überein. Bei dem Versuch V04 zeigt sich eine Übereinstimmung bis ca. 80 % der Maximallast. Das anschließende nicht-lineare Tragverhalten kann auf eine erhöhte, nicht dokumentierte Mikrorissbildung im Bereich des Mittelpins zurückgeführt werden. Bei Versuch V03 resultiert die Nichtlinearität aus einem Stabilitätsversagen des Mittelpins, das mit dem numerischen Modell nach Theorie erster Ordnung nicht erfasst wird.

Das Modell zeigt insgesamt eine sehr gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Großversuche und verifiziert diese. Im Folgenden wird das Modell daher für eine umfangreiche Parameterstudie verwendet.

6.5 Sensitivitätsanalyse zum Einfluss der Unterkonstruktion

Bei dem untersuchten Fassadensystem handelt es sich um eine punktgestützte, elastisch gelagerte Platte aus Hochleistungsbeton. Die Lagerung erfolgt mittels beidseitig eingespannter Verbindungsmittel aus glasfaserverstärktem Kunststoff, die eine definierte Federsteifigkeit aufweisen. Die Steifigkeit der Unterkonstruktion hat einen entscheidenden Einfluss auf die Schnittgrößenverteilung und demzufolge auf die Belastung der Fassadenplatte. Werden die Verbindungsmittel nicht exakt senkrecht zur Fassadenplatte eingebracht, ändert sich zusätzlich das statische System. Bei ideal ausgerichteten Verbindungsmitteln (α = 90°) lagert die Fassadenplatte auf vertikalen Zug- und Druckfedern. Infolge einer Imperfektion bei der Verbindungsmittelanordnung (90° > α > 0°) resultieren zusätzliche, horizontale Federanteile. Dadurch kommt es bei Belastung zu zusätzlichen Spannungen in der Fassadenplatte. Im nachfolgenden werden die genannten Einflüsse numerisch untersucht.

Im ersten Schritt wird das erstellte FE-Modell parametrisiert und ein Parametersatz in ANSYS Workbench erstellt. Es werden die Fassadendicke, Verbindungsmittellänge und dadurch die mögliche Dämmstoffdicke sowie die Verbindungsmittelsteifigkeit unter einer Wind-, Temperatur- und kombinierten Belastung erforscht. Ziel ist die Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens der Fassadenplatte sowie die Ableitung von Konstruktionshinweisen und Modellierungsvereinfachungen. Weiterhin soll, neben der energetischen, auch die konstruktive Notwendigkeit der vergleichsweise weichen FVK-Verbindungsmittel verdeutlicht werden. Anschließend wird eine direkte Optimierung in ANSYS durchgeführt. Dazu kommt die Optimierungsmethode adaptive Einzel-Zielgröße zur Anwendung. Bei dieser Methode handelt es sich um eine Kombination aus Gradienten- und Antwortflächenverfahren. Dadurch ist das Verfahren zur Identifikation eines verfeinerten, globalen Optimums geeignet.

Die Vorgehensweise ist in Abbildung 42 schematisch dargestellt und kann vereinfacht folgendermaßen beschrieben werden: Zunächst wird ein definierter Stichprobenumfang untersucht. Auf Basis des Stichprobenumfangs werden geeignete Systeme identifiziert und anschließend verfeinerte Systeme berechnet, bis optimierte Kandidaten ermittelt sind. Für die durchgeführte Optimierung wird zunächst ein Stichprobenumfang von 300 Systemen untersucht, aus denen anschließend 380 verfeinerte Systeme berechnet und drei Kandidaten ermittelt werden. Es können mehrere Randbedingungen sowie ein einzelnes Optimierungsziel definiert werden. Als Optimierungsziel wird das Erreichen der maximalen Hauptzugspannung in der Fassadenplatte infolge Imperfektion festgelegt. Dazu gilt die Randbedingung, dass die Verbindungsmittel bis zu einer definierten Auslenkungsgrenze in beliebiger Achsrichtung ausgelenkt werden können und alle anderen mechanischen und geometrischen Eigenschaften konstant sind. Der Stichprobenumfang wird stochastisch untersucht, ein Quantilwert berechnet und eine Parameterstudie am ausgelenkten System durchgeführt. Mit dem Quantilwert und der maximal ermittelten Spannung wird ein Reduktionswert bestimmt, mit dem die maximalen, in der Parameterstudie erzielten, Spannungen abgemindert werden. Diese Ergebnisse werden ins Verhältnis zur Referenzparameterstudie gesetzt. Daraus resultiert ein parametrisierter Abminderungsbeiwert infolge von Imperfektion. Dieser soll anschließend zur Reduktion der Bauteilwiderstände dienen.

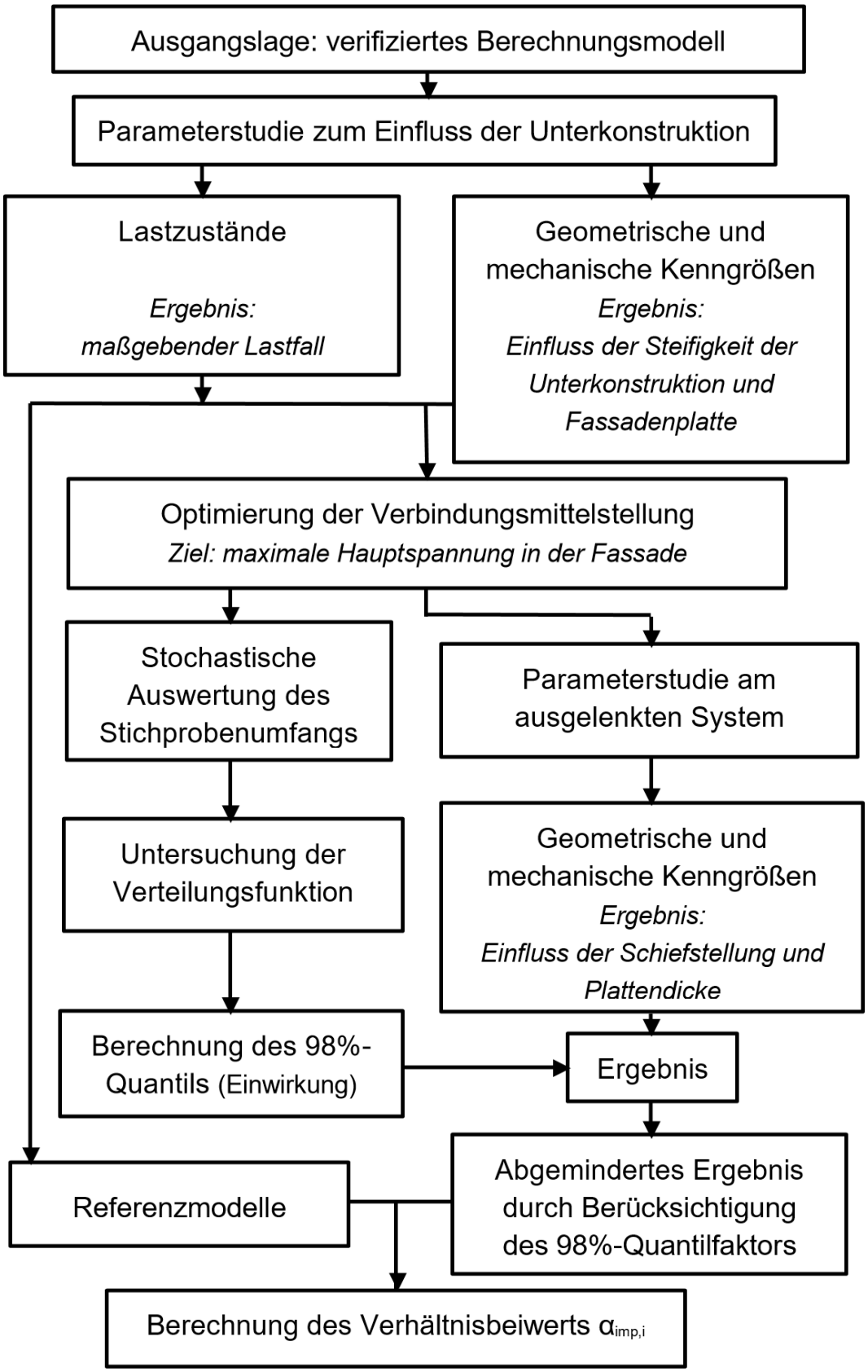


Abbildung 42: Organigramm zur Visualisierung des Untersuchungsablaufs zum Einfluss der Unterkonstruktion bei dünnen, punktgestützten Platten

In Abbildung 43 ist der Einfluss des Steifigkeitsverhältnis ν_U auf die maximale Hauptspannung $\sigma_{1,max}$ in der Fassadenplatte dargestellt. Das Diagramm zeigt, dass die verschiedenen Lastfälle einen unterschiedlich großen Einfluss auf die maximale Spannung haben. Die Lastfälle Windsog und -druck verursachen eine vergleichsweise geringe Hauptspannung in der Fassade. Beide Lastfälle weisen einen nahezu linearen Verlauf auf. Im Vergleich zeigen die Temperaturlastfälle und deren Kombination eine ca. 6 bis 11-fach höhere Spannung. Als maßgebender Lastfall kann die Überlagerung von Abkühlung und Winddruck identifiziert werden. Weiterhin zeigt sich ein großer Einfluss der Steifigkeit der Unterkonstruktion. Mit zunehmender Steifigkeit der Unterkonstruktion steigt die Maximalspannung kontinuierlich. Ab einem Steifigkeitsverhältnis v_u = 2800 1/m kann eine deutliche Spannungszunahme in der Fassadenplatte beobachtet werden.

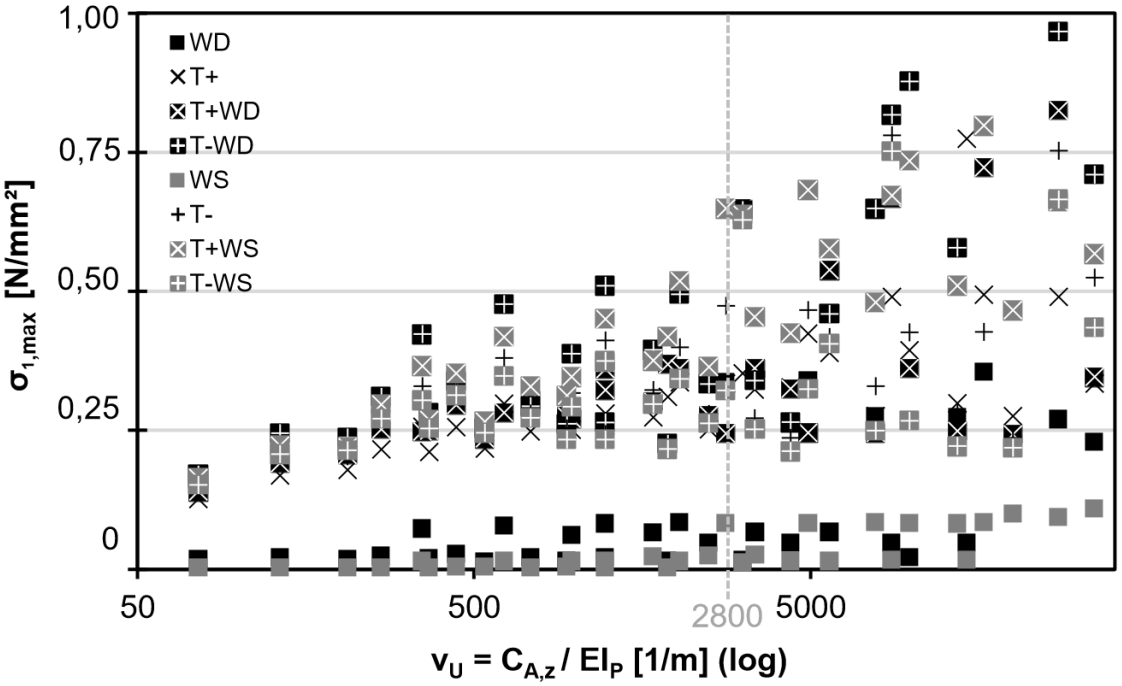


Abbildung 43: Ergebnisse der ANSYS Parameterstudie zum Einfluss des Steifigkeitsverhältnis v_u auf die maximale Hauptspannung in der Fassadenplatte bei verschiedenen Belastungen

Windlasten bedingen nur eine geringe Spannung innerhalb der Fassadenplatte. Der betragsmäßige Unterschied zwischen Windsog und Winddruck kann dabei auf die verschiedene Lastgröße zurückgeführt werden. Temperaturlasten, insbesondere in Kombination mit einer Windlast, verursachen deutlich höhere Spannungen. Das ist auf die verformungsbehindernde Wirkung der Verbindungsmittel zurückzuführen. Diese behindern die Verformung der Fassadenplatte und rufen insbesondere im Verankerungsbereich große Spannungsniveaus hervor. Das wird durch die mit steigendem v_U sukzessive Spannungszunahme bestätigt. Der Hauptspanungsanstieg von σ_1 ab einem $v_U = 2800\ 1/\mathrm{m}$ kann auf eine Schnittgrößenumlagerung in den Verankerungsbereich zurückgeführt werden, wodurch die Spannung im Feldbereich reduziert wird. Im Falle einer unendlich starren Fassadenplatte ($EI_P = \infty$) sowie identischen Verbindungsmitteln und -abständen, kommt es zu einer gleichmäßigen Spannungsverteilung zwischen Feld und Stütze. Ist die Platte biegeweich und die Verbindungsmittel dagegen dehnstarr ($C_{A,Z} = \infty$), ziehen diese die Belastung an. Es kommt zu der beschriebenen Spannungszunahme, die den Übergang zu einer lokalen Spannungskonzentration am Verankerungsbereich kennzeichnet. Das wird je nach Lastfall durch

eine gleichzeitige, örtliche Variation des Spannungsmaximums verstärkt. In Abbildung 44 ist dieses Verhalten exemplarisch dargestellt.

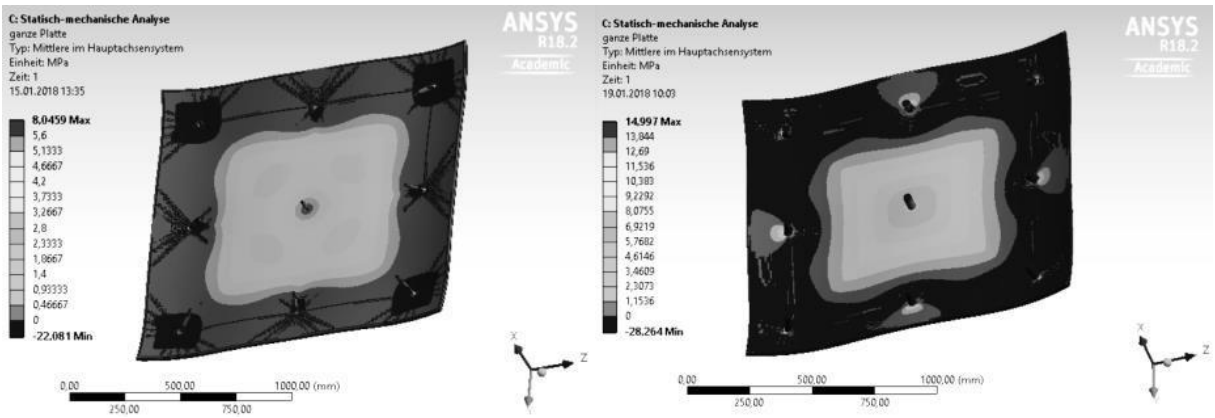


Abbildung 44: Vergleich der Hauptspannungsverteilung von zwei durch Erwärmung und Druck belastete FE-Modelle d_{VS} = 15 mm; d_D = 60 mm; links: $Ø_{VM}$ = 12 mm (weiche Unterkonstruktion); rechts: $Ø_{VM}$ = 32 mm (steife Unterkonstruktion)

Für die Auswahl einer aus statischer Sicht sinnvollen Unterkonstruktion kann der Steifigkeitsbeiwert ν_U wie folgt angegeben werden:

$$\nu_u = \frac{C_{A,Z}}{EI_{VM}} \leq 2800 \frac{1}{m} \qquad \text{(Gl. 5)}$$

Dieser Grenzwert kann insbesondere zur Auswahl eines geeigneten Verbindungsmittels verwendet werden und gilt für punktgestützte, statisch unbestimmte Fassadenplatten mit gleichmäßig, rechteckig angeordneten, stabförmigen Verbindungsmitteln. Prinzipiell kann die Aussage getroffen werden, dass eine möglichst weiche Unterkonstruktion zu bevorzugen ist, um eine günstig wirkende, gleichmäßige Spannungsverteilung in der Fassadenplatte und gleichzeitig geringe Zwangskräfte zu verursachen.

Die Lastfallkombination Abkühlung und Winddruck bedingt die maximale Spannung, da beide Lasten die gleiche Verformung und demzufolge gleichgerichtete Schnittgrößen, Druck an der Fassadenaußen- und Zug an der Fassadeninnenseite, verursachen. Die Streuung der Ergebnisse bei gleichem bzw. ähnlichem ν_U ist maßgeblich auf die unterschiedlichen Querschnitte zurückzuführen. So ist bei gleichem System und gleicher Belastung die Spannung in einer schlanken Fassadenplatte deutlich höher. Einen weiteren Einfluss hat die durch die variierende Geometrie bedingte, unterschiedliche adaptive Diskretisierung der FE-Modelle.

6.6 Untersuchungen zur Spannungsverteilung bei einspringenden Ecken

Da unbewehrter UHPC nur ein geringfügiges Plastifizierungsvermögen aufweist, sind einspringenden Ecken bei der Berechnung und Konstruktion besonders zu berücksichtigen. Die auftretenden, lokalen Spannungskonzentrationen können nicht vernachlässigt werden. Ziel der nachfolgenden Untersuchungen ist es, Konstruktions- sowie Berechnungsempfehlungen für die Ausführung von einspringenden Ecken abzuleiten.

Die in Abbildung 45 dargestellte Bauteilecke wird grundsätzlich, wie zuvor beschrieben, modelliert. Es wird der Einfluss einer gewollten Ausrundung im Bereich einer einspringenden Ecke untersucht und quantifiziert. Dazu wird eine exemplarische Bauteilecke simuliert und dieser Effekt, in Abhängigkeit des Ausrundungsradius ρ_K der Ecke, analysiert.

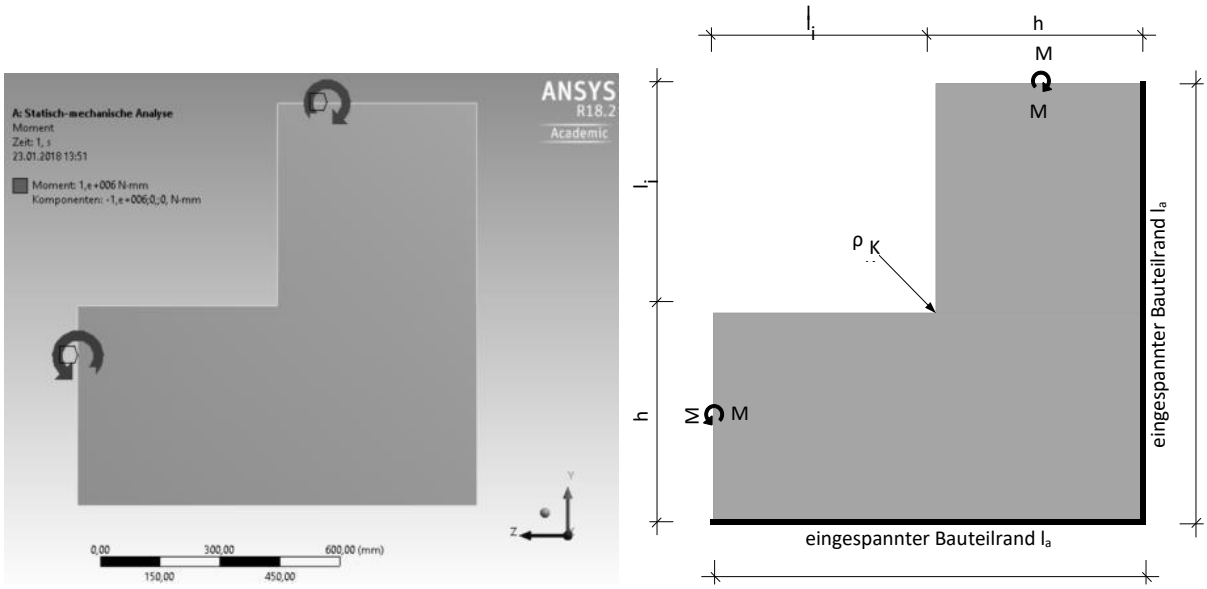


Abbildung 45: Untersuchungen an einspringenden Ecken; links: in ANSYS modellierte Bauteilecke; rechts: Abmessungen, Belastungen und Lagerungsbedingungen

Als Referenz wird das Modell mit einer Ausrundung von $\rho_K = 1\ mm$ verwendet. Aufgrund des beschriebenen Divergenzproblems kann kein realitätsnahes Ergebnis für eine scharfkantige Ecke ermittelt werden $\sigma_K = \infty$. In der folgenden Tabelle 13 sind alle Untersuchungsparameter dargestellt.

Tabelle 13: Geometrische Parameter und Belastungsparameter zur Untersuchung der Kerbspannung in Abhängigkeit der Fassadendicke und des Ausrundungsradius

dvs [mm]	la [mm]	l_i [mm]	h [mm]	ρ_K [°]	M [kNm]
15 30 50	100	50	50	1 2 4 6 8 10 12 15 20 25 30 40 50	1

Die Ergebnisse der FE-Berechnungen sind in Abbildung 46 dargestellt. Dabei sind die Hauptspannungen auf den Referenzwert bezogen und normiert. Es zeigt sich bei allen Plattendicken eine exponentielle Abnahme der Spannungen mit größer werdendem Ausrundungsradius. Bereits ab einer Ausrundung von 2 mm wird die Spannung um mindestens 30 % reduziert. Infolge einer Spannungsumlagerung von der Kerbe in das Bauteil fällt die Spannung im weiteren Verlauf nahezu auf 0. Insgesamt zeigen dünnere Platten eine höhere Spannungsreduktion bei gleichem Kerbradius.

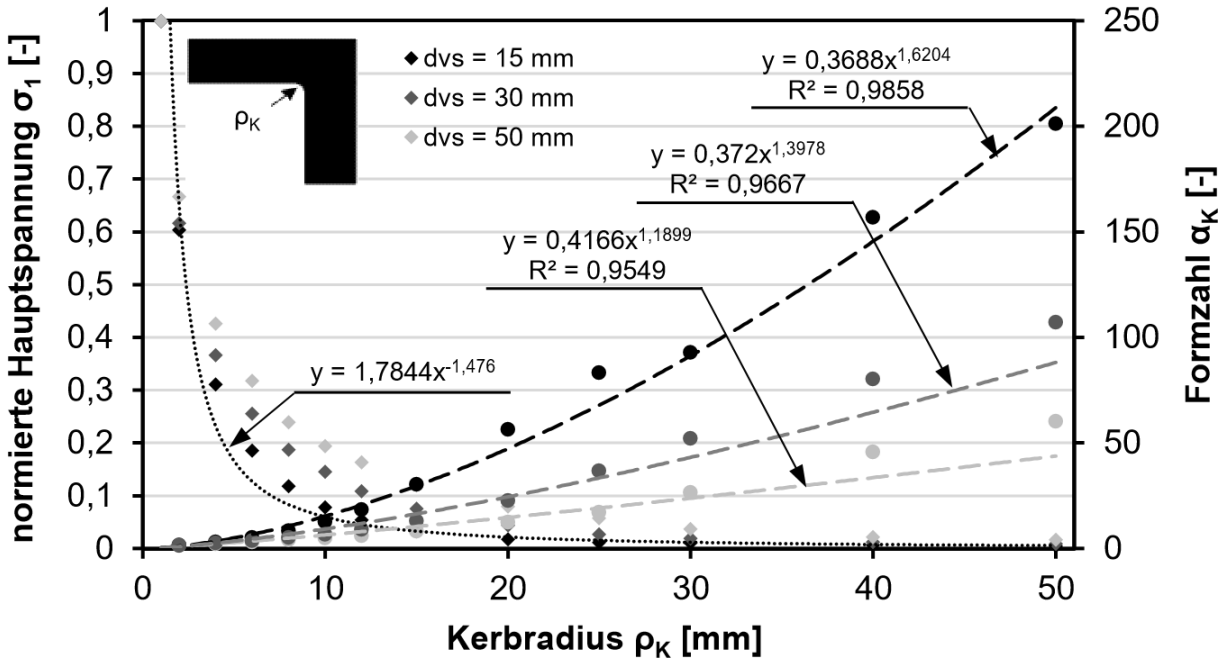


Abbildung 46: Einfluss des Kerbradius auf die maximale Hauptspannung im Eckbereich einer einspringenden Ecke und die zugehörige Formkennzahl α_K

Die in Abbildung 46 dargestellten polynomischen Funktionsverläufe der Formkennzahl α_K zeigen einen kontinuierlichen Anstieg in Abhängigkeit der Plattendicke. Bis zu ρ_K = 10 mm ergeben sich identische Ergebnisse, bis die Verläufe anschließend divergieren.

Es zeigt sich eine deutliche Spannungsreduktion mit der Vergrößerung der Ausrundung im Eckbereich. Das ist auf eine Reduktion der lokal auftretenden Kerbspannung σ_K zurückzuführen. Die kleinsten erhältlichen Viertelstäbe beginnen ab einem ρ_K = 6 mm und würden die auftretende Kerbspannung bereits um min. 65 % reduzieren.

7. Ableitung von Ingenieur- und Bemessungsmodellen

Die in experimentellen Untersuchungen an kleinmaßstäblichen Probekörpern gewonnenen Erkenntnisse sollen so aufbereitet werden, dass bei einer späteren Anwendung der Erkenntnisse bei der Bemessung nur die Ermittlung der uniaxialen Biegezugfestigkeit an Probekörpern mit den Abmessungen 160 x 40 x 40 mm bestimmt werden müssen. Festigkeitssteigernde bzw. festigkeitsmindernde Einflüsse auf die uniaxiale Biegezugfestigkeit des Ultrahochleistungsbetons sollen dabei über Faktoren berücksichtigt werden.

Weiterhin sollen Hinweise zur effizienten FE-Modellierung in der Baupraxis gegeben und ein Konzept zur Bemessung des Fassadensystems vorgestellt werden. Abschließend werden Konstruktionsgrundlagen für die betrachtete Betonfassade definiert.

7.1 Allgemeines

Das Bemessungskonzept und die Konstruktionsgrundlagen gelten für frei hängende, punktgelagerte, unbewehrte Fassadenplatten aus Ultrahochleistungsbeton in mehrschichtigen Stahlbetonwandtafeln mit oder ohne Hinterlüftung. Zur Verbindung der Betondeckschichten werden stabförmige Verbindungsmittel aus unidirektional glasfaserverstärktem Kunststoff verwendet. Das Verankerungskonzept sieht dabei ein gleichmäßiges, rechteckiges Verbindungsmittelraster vor. Die zulässige Dicke des Hochleistungsbetons der Fassade beträgt 15 mm – 55 mm. Die Höhe der Tragschale ist auf $H \leq 3$ m beschränkt, um einen ungewollten Sandwicheffekt auszuschließen. Die Dicke der Tragschale beträgt $d_{TS} \geq 20$ cm, um die vereinfachte Annahme einer unendlich biege- und dehnstarren Tragschale zu gewährleisten.

7.2 Schnittgrößenermittlung

Um den Einfluss von Zwangskräften zu reduzieren, muss eine geeignete Unterkonstruktion gewählt werden. Dazu soll der in Kapitel 6.5 definierte Grenzwert des Steifigkeitsverhältnisses $v_u \leq 2800$ 1/m nicht überschritten werden.

Die Ermittlung der Schnittgrößen kann überschlägig mit dem Näherungsverfahren in DAfStb Heft 240 [83] oder alternativ mittels der Finite-Elemente-Methode erfolgen. Für Bemessung der Fassadenplatte ist das Näherungsverfahren in DAfStb Heft 240 [83] jedoch nicht geeignet, da die Annahme einer Spannungsumlagerung durch plastifizieren bei unbewehrtem Hochleistungsbeton nicht gegeben ist. Nachfolgend werden daher Randbedingungen für die Schnittgrößenermittlung mittels FEM definiert.

Die Modellierung kann sowohl mit Flächen- als auch mit Volumenelementen erfolgen. Die Materialmodelle sollen linear-elastische Materialeigenschaften beschreiben. Die Lagerung der Fassadenplatte durch die Verbindungsmittel erfolgt durch Knoten- oder Flächenlager. Bei Knotenlagern tritt zwangsläufig eine

Singularität im Stützbereich auf. Eine sichere Ergebnisinterpretation ist somit nicht trivial. Die Verwendung von Flächenlagern mit der Querschnittfläche des Verbindungsmittels liefert qualitativ bessere Ergebnisse.

Bei einer Maschenweite des FE-Netzes von 5 mm können bereits gute Ergebnisse erzielt werden. Eine gröbere Diskretisierung führt zu höheren Schnittgrößen, die auf der sicheren Seite liegen, jedoch zu einer unwirtschaftlichen Bemessung des Systems führen können. Singularitäten in Eckbereichen können durch Ausrundungen gemäß den Angaben in Kapitel 6.6 vermieden werden.

7.3 Nachweiskonzept

Das Nachweiskonzept basiert auf der Durchführung von explizierten rechnerischen Nachweisen im Grenzzustand der Tragfähigkeit und im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sowie der Einhaltung konstruktiver Regeln. Die Widerstandswert werden dabei auf die Biegezugfestigkeit von trockengelagerten Prismen zurückgeführt.

Die Nachweisführung erfolgt anhand von Bemessungswerten der Bauteilwiderstände und der Einwirkungen. Aufgrund des nahezu linearen Materialverhaltens des Hochleistungsbetons werden die Nachweise spannungsbasiert geführt. Für Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit gilt:

$$E_d \leq R_d \qquad \text{(Gl. 6)}$$

Für Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit gilt:

$$E_d \leq C_d \qquad \text{(Gl. 7)}$$

Bei der Nachweisführung wird das semiprobabilistische Teilsicherheitskonzept nach DIN EN 1990 [84] in Kombination mit dem nationalen Anwendungsdokument [85] angewendet. Die Einwirkungen sind in Kapitel 2.2 definiert. Beim Lastfall Temperatur kann die Oberflächentemperatur im Sommer mittels der in Kapitel 4.1 ermittelten Faktoren in Abhängigkeit der Farbe des Hochleistungsbetons bzw. der Oberflächengestaltung reduziert werden. Zur Ermittlung der charakteristischen Bauteilwiderstände für die Zugfestigkeit f_{ctk} bzw. die Biegezugfestigkeit $f_{ctk,fl}$ ist nach [2] ein 5 %-Quantilwert bei einem Vertrauensniveau von 75 % und der Annahme einer logarithmischen Normalverteilung zu ermitteln. Der Teilsicherheitsbeiwert für den Werkstoff Hochleistungsbeton wird zu γ_c = 1,5 festgelegt.

7.4 Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

7.4.1 Verformungsnachweis

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist der Verformungsnachweis zur Begrenzung der Ansenkung der Fassadenplatte zu führen. Dabei werden die Verformungen zum einen durch die Fugenbreite und zum anderen durch die maximal zulässige Verformung der Verbindungsmittel nach Tabelle 14 begrenzt.

Tabelle 14: Maximal zulässige Verformung der Verbindungsmittel quer zur Stablängsachse nach [23]

Dicke der Wärmedämmung d_D [mm]	$u_{max,VM}$ [mm]
60	2,2
100 bis 350	3,7

7.4.2 Nachweis der Rissfreiheit

Die Rissbildung in der Fassadenplatte stellt einen optischen und ggf. einen standsicherheitsgefährdenden Mangel dar. Daher ist durch den Nachweis der Rissfreiheit gemäß DIN EN 1992-1-1 [15] nachzuweisen, dass die auftretenden Zugspannungen z. B. infolge des Schwindens des Hochleistungsbeton kleiner als der charakteristische Wert der Zugfestigkeit des Hochleistungsbetons sind.

7.5 Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit

7.5.1 Nachweis gegen Biege- und Normalkraftversagen der Fassadenplatte

Der Nachweis auf Biegung und Zug erfolgt anhand der Hauptschnittgrößen nach (Gl. 8). Dabei wird die für spröde Werkstoffe verwendete Hauptnormalspannungshypothese angewendet. Sowohl ein reiner Zug- als auch ein Biegenachweis ist möglich.

$$\eta = \frac{N_{Ed}/A}{f_{ctd}} \pm \frac{M_{Ed}/W}{f_{ct,fl,d,i}} \leq 1{,}0 \qquad \text{(Gl. 8)}$$

Zur Bemessung wird die uniaxiale Biegezugfestigkeit benötigt. Daraus können die Materialwiderstände der uni- und biaxialen Zug- und Biegezugfestigkeit abgeleitet werden. Die Prüfung der Biegezugfestigkeit erfolgt in Anlehnung an DIN EN 196-1 [31] an mindestens fünf, bis zur Prüfung trocken gelagerten, Normprobekörpern.

Zur Berechnung des Materialwiderstand der uni- und biaxialen Zugfestigkeit kann die Gleichung (Gl. 9) verwendet werden.

$$f_{ctd} = \frac{f_{ct,fl,I,k} \times k_{fct,fl,I} \times f_{1,ct} \times f_{3,ct,T} \times \alpha_c}{\gamma_c} \qquad \text{(Gl. 9)}$$

Zur Ermittlung der uni- $f_{ct,fl,d,I}$ bzw. der biaxialen $f_{ct,fl,d,II}$ Biegezugfestigkeit wird Gleichung (Gl. 10) verwendet.

$$f_{ct,fl,d,i} = \frac{f_{ct,fl,I,k} \times k_{fct,fl,I} \times f_{1,ax} \times f_{3,fl,T} \times \alpha_c}{\gamma_c} \qquad \text{(Gl. 10)}$$

Dabei ist

$f_{ct,fl,I,k}$ die charakteristische Biegezugfestigkeit am trockengelagerten Prisma 160 mm x 40 mm x 40 mm mit mindestens fünf Versuchen nach [31],

$k_{fct,fl,I}$ der Maßstabsfaktor bei uniaxialer Biegebelastung nach Abbildung 18,

$f_{1,ct}$ der Faktor zur Ermittlung der Zugfestigkeit

h ≥ 35 mm: $f_{1,ct} = \frac{2{,}0 \times \left(\frac{h_b}{h_0}\right)^{0,7}}{1 + 2{,}0 \times \left(\frac{h_b}{h_0}\right)^{0,7}}$

h < 35 mm: $f_{1,ct} = \frac{1}{2{,}1}$,

$f_{1,ax}$ der Faktor zur Berücksichtigung der Belastungsrichtung

uniaxial: $f_{1,ax} = 1{,}0$

biaxial: $f_{1,ax} = 0{,}0002 \times \left(h^2 + \frac{h}{2}\right) + 1{,}6$,

$f_{3,ct,T}$ der Beiwert zur Berücksichtigung des Temperatureinflusses auf die zentrische Zugfestigkeit nach (Gl. 2),

$f_{3,fl,T}$ der Beiwert zur Berücksichtigung des Temperatureinflusses auf die Biegezugfestigkeit nach (Gl. 1),

α_c = 0,85 zur Berücksichtigung von Langzeiteinwirkungen, ohne Langzeiteinwirkungen α_c = 1,0 und

γ_c = 1,5 Teilsicherheitsbeiwert für Betonversagen.

In Abbildung 47 sind die Traglasten der Großbauteilversuche aus Kapitel 5.4 bezogen auf den Biegezugnachweis nach Gleichung (Gl. 8) dargestellt. Die Berechnung erfolgt dabei auf Mittelwertniveau ohne Teilsicherheitsbeiwerte.

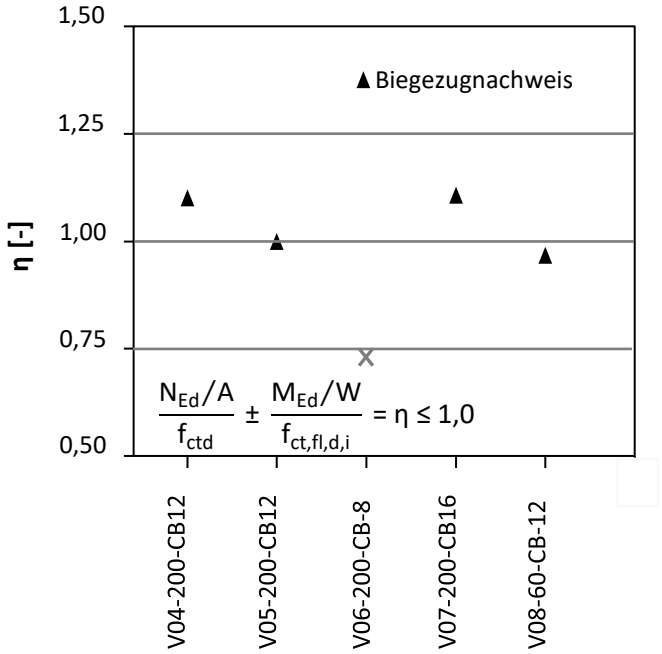


Abbildung 47: Nachrechnung der Großversuche mittels des Biegezugnachweises für die Vorsatzschale anhand von Mittelwerten ohne die Berücksichtigung von Sicherheiten

Die Ergebnisse in Abbildung 47 zeigen eine maximale Abweichung von ca. 15 %. Der Probekörper des Versuches V07-200-CB8 versagte durch Stabilitätsversagen des mittleren Verbindungsmittels. Die Ergebnisse zeigen, dass der vorgestellte Berechnungsansatz angewendet werden kann.

7.5.2 Biegespannungs- und Schubspannungsnachweis der Verbindungsmittel

Für den Nachweis der Verbindungsmittel müssen sowohl die Biegespannung als auch die Scherspannung begrenzt werden. In Tabelle 15 sind charakteristische Biege- und Scherspannungen für das Verbindungsmittel basieren auf [86] angegeben. Der Teilsicherheitsbeiwert wird in Anlehnung an [86] zu $\gamma_M = 1{,}3$ gewählt.

Tabelle 15: Charakteristische Biege- und Scherspannung zum Nachweis der Verbindungsmittel nach [86]

Charakteristische Biegespannung	σ_{Rk}	N/mm²	580
Charakteristische Scherspannung	τ_{Rk}	N/mm²	50

Der Nachweis der Biegespannungen des Verbindungsmittels ist nach Gleichung (Gl. 11) zu führen.

$$\frac{\sigma_{t,ED}}{\sigma_{Rk}/\gamma_M} \qquad \text{(Gl. 11)}$$

Dabei ist

$\sigma_{t,Ed}$ der Bemessungswert der einwirkenden Biegespannung des Verbindungsmittels,

σ_{Rk} der charakteristische Wert des Widerstandes der Biegespannung sowie

γ_M der Teilsicherheitsbeiwert gegen Materialversagen des Verbindungsmittels.

Der Nachweis der Schubspannungen des Verbindungsmittels ist in Gleichung (Gl. 12) dargestellt.

$$\frac{\tau_{ED}}{\tau_{Rk}/\gamma_M} \qquad \text{(Gl. 12)}$$

Dabei ist

τ_{Ed} der Bemessungswert der einwirkenden Schubspannung des Verbindungsmittels,

τ_{Rk} der charakteristische Wert des Widerstandes der Schubspannung sowie

γ_M der Teilsicherheitsbeiwert gegen Materialversagen des Verbindungsmittels.

7.5.3 Nachweis gegen Stabilitätsversagen der Verbindungsmittel

Bei Überschreitung der Knicklast des Verbindungsmittels tritt ein Stabilitätsversagen auf. Der Widerstand gegen Stabilitätsversagen kann analog der Knicklast des Eulerfall 4 für einen beidseitig eingespannten Stab mittels (Gl. 13) ermittelt werden.

$$F_{c,Rd} = \frac{\left(\frac{\pi}{s_k}\right)^2 EI}{\gamma_M} \qquad \text{(Gl. 13)}$$

Dabei ist

s_k die effektive Verbindungsmittel im Beton: hier $s_k = h_D + 2 \times 0{,}5 \times Ø_{VM}$ und

EI die Biegesteifigkeit des Verbindungsmittels.

7.5.4 Nachweis gegen Versagen der Verankerung der Verbindungsmittel

Es muss nachgewiesen werden, dass die Verankerung des Verbindungsmittel die einwirkenden Normalkräfte aufnehmen kann. Der Nachweis der Verankerung des Verbindungsmittels erfolgt nach Gleichung (Gl. 14).

$$\frac{F_{Ed}}{F_{VM,Rd}} \leq 1{,}0 \qquad \text{(Gl. 14)}$$

Dabei ist

F_{Ed} der Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft im Verbindungsmittel sowie

$F_{VM,Rd}$ der Bemessungswiderstand der Verankerung des Verbindungsmittels gegen Normalkraftversagen.

Der Bemessungswert des Widerstandes der Verankerung kann nach Gleichung (Gl. 15) berechnet werden.

$$F_{VM,Rd} = \frac{A_m \times f_{ct,k} \times \eta_1}{\gamma_c} \qquad \text{(Gl. 15)}$$

Dabei ist

A_m die Mantelfläche des Verbindungsmittels,

η_1 =2,0; Faktor zur Beschreibung der Verbundtragverhaltens und

γ_c = 1,5; der Teilsicherheitsbeiwert für Betonversagen.

7.6 Konstruktionsregeln

Die Fassadenplatte ist ausschließlich aus selbstverdichtendem Ultrahochleistungsbeton mit einer Dicke von d_{vs} = 15 bis d_{vs} = 55 mm herzustellen. Nach der Betonage ist die Einfüllseite zu befeuchten und im Idealfall mit einer Folie abzudecken. Im Zuge der Betonage sind mindestens drei Mörtelprismen anzufertigen und die Biegezugfestigkeit im Rahmen einer werkseigenen Produktionskontrolle zu überprüfen und zu dokumentieren. Die Lagerungsbedingungen der Mörtelprismen müssen denen der Fassadenplatte entsprechen. Eine Wasserlagerung der Mörtelprismen ist nicht zulässig. Bei der Herstellung der Fassadenplatte sollen Aussparungen nachgiebig, z. B. mithilfe von XPS-Stücken, geschalt werden. Dadurch wird den Schwindverformungen des Ultrahochleistungsbetons nur ein geringer Widerstand entgegengesetzt und somit die Rissbildungsgefahr reduziert. Weiterhin ist es erforderlich einspringende Ecken planmäßig auszurunden. Es wird ein Ausrundungsradius von mindestens r = 6 mm empfohlen, deren Ausführung z. B. mittels Viertelstäbe erfolgen kann. Dadurch werden die auftretenden Kerbspannungen, wie in Kapitel 6.6 gezeigt, deutlich verringert. Wird kein exakter Normalspannungsnachweis im Eckbereich von Öffnungen geführt, muss eine Eckausrundung mit einem Radius von mindestens r = 20 mm vorgesehen werden. Konstruktiv dürfen vereinzelte, lokale Diagonalstäbe aus nicht rostender Bewehrung einlagig eingelegt werden.

Ein planmäßiger Verbund des Ultrahochleistungsbetons der Fassadenplatte mit dem Wärmedämmstoff muss ausgeschlossen werden, um einen ungewollten Zwang durch die steifere Lagerung auszuschließen. Dies kann bei der „frisch in frisch"-Betonage z. B. durch konstruktive Maßnahmen, wie durch das Einlegen einer Trennfolie realisiert werden. Eine weitere Möglichkeit besteht in der Herstellung einer Hinterlüftung mit einer Mindestdicke von 20 mm. Wird „frisch in frisch" betoniert, ist weiterhin ein drucksteifer Wärmedämmung zu verwenden um Verformungen der Wärmedämmung infolge des Frischbetondrucks zu vermeiden. Wenn die Vorsatzschale eingewendet wird, kann druckweiche Wärmedämmung eingesetzt werden. Die Dämmstoffdicke wird ein Mindestwert von h_D = 100 mm empfohlen. Der Wärmedämmstoff ist für die Montage des Verbindungsmittels vorzubohren oder die Bohrung auf der Tragschale herzustellen, wenn sichergestellt ist, dass kein Bohrmehl in den Verankerungsbereich eingebracht werden kann. Alle Verbindungsmittel sind in einem rechteckigen oder quadratischen Raster, möglichst gleichmäßig, anzuordnen und innerhalb von max. 60 Minuten in die frische Fassadenplatte einzustecken. Nach dem Einbau dürfen die Verbindungsmittel bis zum Erstarrungszeitpunkt des Ultrahochleistungsbetons nicht mehr berührt werden, um eine Schädigung des Verankerungsbereichs zu vermeiden.

Die Anordnung von Verbindungsmitteln im Verformungsruhepunkt der Fassadenplatte oder dessen Teilsysteme ist zwingend auszuschließen. Es sollen Verbindungsmittel verwendet werden, die aus faserverstärktem Kunststoff bestehen, über einen identischen Querschnitt und somit eine gleiche Steifigkeit verfügen. Für das untersuchte Verbindungsmittel kann ein Nenndurchmesser von $Ø_{VM}$ = 12 mm empfohlen werden. Die Tragschale sollte im Idealfall aus selbstverdichtendem Beton hergestellt werden. Ist das nicht möglich, kann eine Rüttelflasche verwendet werden, mit der einzelne Verbindungsmittel nicht berührt werden dürfen. Der Einfluss der Verwendung eines Rütteltisches zum Verdichten des Tragschalenbetons ist nicht erforscht und muss bei Verwendung überprüft werden. Beim Einbringen von Tragschalenbewehrung und -beton, ist auf die Verbindungsmittel zu achten und Berührungen auszuschließen. Die Tragschalendicke sollte $d_{TS} \geq 20$ cm betragen und eine maximale Höhe von H = 3 m aufweisen. Andernfalls ist ein ungewollter Sandwicheffekt in der Bemessung zu berücksichtigen. Die maximale Bauteillänge resultiert aus der Bemessung. Zum Ausschalen der Wandelemente sollte ein Kipptisch verwendet werden, um die Vorsatzschale beim Abheben nicht zu beschädigen.

8 Zusammenfassung

Innovative Entwicklungen im Bereich der Werkstoffe im Bauwesen ermöglichen den Bau filigraner, energieeffizienter und nachhaltiger Architekturbetonfassaden mit wenigen Zentimetern Bauteildicke. Allerdings stellen aufwendige und teure Bewehrungslösungen ein Hemmnis für deren flächendeckenden Einsatz dar. Erst durch den Verzicht auf Bewehrungsmaterialien ist es möglich, Fassaden aus Ultrahochleistungsbeton (UHPC) wirtschaftlich, bei vollständiger Recycelbarkeit, einzusetzen. Durch die hohen Biegezugfestigkeiten des Ultrahochleistungsbetons können neben kleinformatigen Betonwerksteinfassaden auch großformatige Fassaden aus Ultrahochleistungsbeton ausgeführt werden.

Die Ausführung als kleinformatige Betonwerksteinfassade ist normativ geregelt und Stand der Technik. Für die Anwendung als großformatige Fassadenplatte fehlen jedoch weitergehende Erkenntnisse zu den Einwirkungen und den Widerständen in der Bemessung. Die großformatige Ausführung der Fassadenplatten bedingt jedoch eine mehrfach punktgestützte Lagerung, die eine statische Unbestimmtheit aufweist. Indirekte Einwirkungen wie Temperaturänderungen, das Schwinden der Vorsatzschale aus Ultrahochleistungsbeton oder hygrische Einwirkungen bewirken daher zusätzliche Beanspruchungen der Fassadenplatte und dessen Verankerung, die in der Bemessung zu berücksichtigen sind. In der Bemessung sind weiterhin mehraxiale Spannungszustände, Maßstabseffekte und der Einfluss erhöhter Temperaturen auf die Festigkeit des Ultrahochleistungsbetons zu berücksichtigen.

Durch das von der Forschungsinitiative ZukunftBau des Bundesinstituts für Bau-, Stadt- und Raumforschung geförderte Forschungsvorhaben des Fachgebietes Massivbau und Baukonstruktion der Technischen Universität Kaiserslautern, wurde es ermöglicht tiefgreifende Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten von filigranen unbewehrten großformatigen Fassadenplatten aus Ultrahochleistungsbeton durchzuführen und die zuvor genannten Erkenntnislücken zu schließen. Mit Hilfe der Unterstützung von Unternehmen aus dem Bereich der Baustofftechnologie sowie aus dem Bereich der Verbindungstechnik konnte die Basis des Vorhabens durch grundlegende experimentelle Untersuchungen zur Zug- und Biegezugfestigkeit des Ultrahochleistungsbetons gebildet werden.

Experimentelle Materialuntersuchungen an kleinformatigen Probekörpern zum Maßstabseffekt unter zentrischer Zugfestigkeit, uniaxialer bzw. biaxialer Biegezugfestigkeit ermöglichen die gleichungsbasierte Beschreibung der Zusammenhänge der Festigkeiten. Die allgemeingültige Beschreibung der Zusammenhänge ermöglichen den Übertrag auf weitere Betonrezepturen. Weiterhin wird der Einfluss erhöhter Temperaturen, der Gesteinsart und des Größtkorndurchmessers auf die uniaxiale Biegezugfestigkeit experimentell ermittelt.

Die Bestimmung von Bemessungswerten der zentrischen Zugfestigkeit, der uniaxialen und der biaxialen Biegezugfestigkeit des Ultrahochleistungsbetons wird auf den charakteristischen Wert der uniaxialen Biegezugfestigkeit zurückgeführt. Dieser ist für den jeweiligen spezifischen Ultrahochleistungsbeton aus den Ergebnissen von 3-Punkt-Biegeversuchen an Mörtelprismen mit Abmessungen von 40 x 40 x 160 mm zu bestimmen. Weitere Einflüsse aus der Belastungsart, dem Maßstabseffekt, erhöhten Temperaturen, unterschiedlichen Gesteinsarten und Größtkorndurchmessern werden durch die zuvor abgeleiteten Zusammenhänge dargestellt.

Zur wirklichkeitsnahen Beschreibung von indirekten Einwirkungen werden experimentelle Untersuchungen zu der Oberflächentemperatur von hinterlüfteten und nicht hinterlüfteten Vorsatzschalen aus Ultrahochleistungsbeton durchgeführt. Dabei wurden unterschiedliche Färbungen des Betons sowie verschiedene Arten zur Nachbehandlung der Betonoberfläche betrachtet. Durch die Ableitung von Faktoren zur Berücksichtigung des Einflusses unterschiedlicher Betonoberflächen kann die maximale Oberflächentemperatur in der Bemessung modifiziert werden. Weiterhin werden Temperaturausdehnungskoeffizienten in Abhängigkeit der Gesteinsart experimentell ermittelt und kann somit in der Bemessung berücksichtigt werden. Abschließend werden experimentelle Untersuchungen zur Bestimmung der Schwinddehnung in Abhängigkeit unterschiedlicher Gesteinsarten bestimmt, ausgewertet und gleichungsbasiert dargestellt.

Im Rahmen des Projektes werden großformatige Bauteilversuche im Unterdruckversuchsstand durchgeführt, deren Ergebnisse die Basis zur Validierung des Bemessungsmodells sowie numerischer FE-Modelle dienen sollen. Mittels validierter FE-Modelle werden Sensitivitätsanalysen zum Einfluss der Unterkonstruktion sowie zur Spannungsverteilung bei einspringenden Ecken durchgeführt. Weiterhin werden Hinweise zur Schnittgrößenermittlung von Fassadenplatten mittels FE-Methoden definiert.

Zur Bemessung von unbewehrten Fassadenplatten aus Ultrahochleistungsbeton im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und im Grenzzustand der Tragfähigkeit wird ein konsistentes Konzept erstellt. Dieses wird abschließend anhand der Ergebnisse von Unterdruckversuchen an großformatigen Fassadenplatten validiert. Durch die Definition von Konstruktionsregeln wird der Übertrag der Erkenntnisse aus dem Forschungsprojekt in die Baupraxis ermöglicht.

9 Literaturverzeichnis

[1] Pahn, M.; Schultz-Cornelius, M.: **Hochleistungsbetonfassade mit energieeffizienter Verankerung.** 60. BetonTage Neu-Ulm, S. 102-103, 2016.

[2] DIN 18516-5: **Außenwandbekleidungen, hinterlüftet – Teil 5: Betonwerkstein; Anforderungen, Bemessung.** Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2013.

[3] DIN V 18500: **Betonwerkstein – Begriffe, Anforderungen, Prüfung, Überwachung.** Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2006.

[4] Gastmeyer, R.: **Neuentwicklungen bei der Konstruktion mehrschichtiger Stahlbeton-Wandtafeln mit integrierter Wärmedämmung.** Beton- und Stahlbetonbau 98, Heft 6, S. 360-368.

[5] Zement und Beton: **Fassaden – Elemente aus Beton Ausdruckstarke Gebäudehüllen.** 2006.

[6] Steinle, A.; Bachmann, H.; Tillmann, M.: **Bauen mit Betonfertigteilen im Hochbau.** In: Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D.: Beton-Kalender 2016: Beton im Hochbau, Silos und Behälter. Ernst & Sohn, Berlin, 2016.

[7] DIN EN 1991-1-1: **Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau.** Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2010.

[8] DIN EN 1991-1-4: **Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten.** Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2010.

[9] DIN EN 1991-1-4/NA: **Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten.** Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2010.

[10] DIBt-Mitteilung 5/95: **Grundsätze zur Ermittlung der Temperaturbeanspruchung mehrschichtiger Wandtafeln mit Betondeckschichten.** Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin, 1995.

[11] DIN 18516-1: **Außenwandbekleidungen, hinterlüftet – Teil 1: Anforderungen, Prüfgrundsätze.** Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2010.

[12] Bundesfachgruppe Betonwerkstein, Fertigteile, Terrazzo und Naturstein im Zentralverband des Deutschen Baugewerbes: **Nachweis der Eignung von Betonwerkstein nach DIN 18516-5.** Berlin, 2013.

[13] DIN EN 1991-1-3: **Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen, Schneelasten.** Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2010.

[14] DIN 1055-5: **Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 5: Schnee- und Eislasten.** Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2005.

[15] DIN EN 1992-1-1: **Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.** Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2011.

[16] DIN EN 206: **Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität.** Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2017.

[17] DAfStb Heft 444: **Zum Zug- und Schubtragverhalten von Bauteilen aus hochfestem Beton.** Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau e.V., Berlin, 1994.

[18] DAfStb Heft 561: **Sachstandsbericht – Ultrahochfester Beton.** Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau e.V., Berlin, 2008.

[19] DAfStb Heft 615: **Erläuterungen zu DIN EN 1992-4 Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton**. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e.V., Berlin, 2019.

[20] Schumann, A.; Curbach, M.: **Carbonstäbe im Bauwesen – Teil 1: Grundlegende Materialcharakteristiken.** Beton- und Stahlbetonbau 113, Heft 12, S. 868-876, 2018.

[21] Schürmann, H.: **Konstruieren mit Faser-Kunststoff-Verbunden.** Springer-Verlag, Berlin, 2007.

[22] Z-21.8-1911: **TMDW-Anker für dreischichtige Stahlbeton-Wandtafeln.** Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin, 2015.

[23] Z-21.8-1894: **Schöck Isolink® für mehrschichtige Betontafeln.** Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin, 2018.

[24] Z-21.8-2055: **ThermoPin – Verbindungsstab.** Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin, 2015.

[25] Pahn, M.: **Beitrag zur Ermittlung von Schnitt- und Verformungsgrößen bei mehrschichtigen Stahlbetonwandtafeln mit Verbindungsmitteln aus glasfaserverstärktem Kunststoff.** Dissertation, Technische Universität Kaiserslautern, Kaiserslautern, 2011.

[26] B.T. innovation: **The bt tie anchor system of fibrous glass-reinforced plastic (FRP).** 2009.

[27] Sagmeister, B.; Deuse, T.: **Anwendungen von UHPC auf Basis eines Spezialbindemittels in Bautechnik und Maschinenbau.** BetonWerk International, Heft 1, 2012.

[28] DIN EN 12390-3: **Prüfung von Festbeton – Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern.** Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2019.

[29] DIN EN 12390-5: **Prüfung von Festbeton – Teil 5: Biegezugfestigkeit von Probekörpern.** Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2019.

[30] DIN EN 12390-6: **Prüfung von Festbeton – Teil 6: Spaltzugfestigkeit von Probekörpern.** Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2010.

[31] DIN EN 196-1: **Prüfverfahren für Zement – Teil 1: Bestimmung der Festigkeit.** Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2016.

[32] Bažant, Z. P.; Planas, J.: **Fracture and size effect in concrete and other quasibrittle materials.** Boca Raton, CRC Press, 1998.

[33] Weibull. W.: **A statistical theory of the strength of materials, in: The royal Swedish Institute for Engineering Research.** 1939, H. 151, S. 5–45.

[34] Rossi, P.; Wu, X.; Le Maou, F.; Belloc, A.: **Scale effect on concrete in tension.** In: Materials and Structures 27, 1994, H. 8, S. 437–444.

[35] Carpinteri, Alberto; Chiaia, Bernardino: **Multifractal scaling laws in the breaking behaviour of disordered materials.** In: Chaos, Solitons & Fractals 8, 1997, H. 2, S. 135–150.

[36] DAfStb Heft 444**: Zum Zug- und Schubtragverhalten von Bauteilen aus hochfestem Beton.** Berlin, Beuth, 1994.

[37] Shi, Z.: **Crack analysis in structural concrete.** Burlington, MA, London, Butterworth-Heinemann, 2009.

[38] Malárics, V.: **Ermittlung der Betonzugfestigkeit aus dem Spaltzugversuch an zylindrischen Betonproben.** Karlsruhe, Hannover, KIT Scientific Publishing; Technische Informationsbibliothek, 2011.

[39] Bazant, Z. P.: **Fracture Mechanics of Concrete Struxtures.** Proceedings of the First International Conference on Fracture Mechanics of Concrete Structures, Breckenridge, Colorado, USA, 1992.

[40] Ozbolt, J.: **Maßstabseffekt und Duktilität von Beton- und Stahlbetonkonstruktionen.** Dissertation, Univeristät Stuttgart, 1995.

[41] Kupfer, H.: **Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung.** Beuth Verlag, Berlin, 1973.

[42] ASTM C1550: **Standard Test Method for Flexural Toughness of Fiber Reinforced Concrete (Using Centrally Loaded Round Panel).** American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pennsylvania, USA, 2012.

[43] Zebuhr, Y. A.: **Die Biegefestigkeit weißkörperbearbeiteten Yttrium-verstärkten Zirkoniumdioxids unter dem Einfluss künstlicher Alterung und Färbung.** Dissertation, LudwigMaximilians-Universität München, Juli 2010.

[44] Eßer, A. C.: **Einfluss der Bearbeitung keramischer Verblendmaterialien für Zirkoniumdioxidkonstruktionen auf die biaxiale Festigkeit.** Dissertation, Eberhard-Karls-Universität zu Tübingen, 2014.

[45] Wittmann, F.H.; Prim, P.: **Mesure de l'effet consolidant d'un produit de traitement.** In: Matériaux et Constructions 16, 1983, S.235-242.

[46] Zi, G.; Kim, J.; Bažant, Z. P.: **Size Effect on Biaxial Flexural Strength of Concrete.** In: ACI Materials Journal 111, 2014.

[47] Husem, M.: **The Effects of High Temperature on Compressive and Fluxural Strengths of Ordinary and High-performance Concrete.** In: Fire Safety Journal, 2006, S.155-163.

[48] Phan, L. T.; Carino, N. J.: **Mechanical properties of high-strength concrete at elevated temperatures.** U.S. Department of Commerce, 2001.

[49] fib 2010: **Code-type models for structural behaviour of concrete.** Lausanne, International Federation for Structural Concrete, 2013.

[50] Mechtcherine, V.: **Bruchmechanische und fraktologische Untersuchungen zur Rissausbreitung in Beton.** Dissertation, Universität Fridericiana zu Karlsruhe (TH), Karlsruhe, 2000.

[51] Leutbecher, T.: **Rissbildung und Zugtragverhalten von mit Stabstahl und Fasern bewehrtem Ultrahochfestem Beton (UHPC).** Dissertation, Universität Kassel, 2007.

[52] Stein, A.: **Fassaden aus Natur- und Betonwerkstein.** Callwey, 2000.

[53] Dettling, H.: **Die Wärmedehnung des Zementsteins, der Gesteine und der Betone.** Dissertation, Technische Hochschule Stuttgart, 1961.

[54] Meyers, S. L.: **Thermal expansion characteristics of hardened cement paste and of concrete.** In: Highway Research Board Proceedings, 1950, S.193-203.

[55] Powers, T. C.; Brownyard, T. L.: **Studies of the Physical Properties of Hardened Portland Cement Past.** In: Journal Proceedings 43, 1947.

[56] Plannerer, M.: **Temperaturspannungen in Betonbauteilen während der Erhärtung.** Dissertation, Technische Universität München, 1998.

[57] DAfStb Heft 337: Verhalten von Beton bei hohen Temperaturen. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e. V., Berlin, 1982.

[58] Thienel, K.-Ch.: **Werkstoffe des Bauwesens – Festbeton.** Skript, Universität der Bundeswehr München, 2008.

[59] DAfStb Heft 360: **Festigkeitsverhalten und Strukturveränderungen von Beton bei Temperaturbeanspruchung bis 250 Grad C.** Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e. V., Berlin, 1985.

[60] DAfStb Heft 437: **Festigkeit und Verformung von Beton bei hoher Temperatur und biaxialer Beanspruchung.** Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e. V., Berlin, 1994.

[61] Bangham, D. H.; Fakhoury, N.: **The Swelling of Charcoal. Part I.** In: Proceedings of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences 130, 1930, H. 812, S. 81– 89.

[62] Balogh, A.: **New Admixture Combats Concrete Shrinkage.** In: Concrete Construction, 1996, H. 41.

[63] Beltzung, F.; Wittmann, F. H.: **Role of disjoining pressure in cement-based materials.** In: Cement and Concrete Research 35, 2005, H. 12, S.2364-2370.

[64] Fontana, P.: **Einfluss der Mischungszusammensetzung auf die frühen autogenen Verformungen der Bindemittelmatrix von Hochleistungsbetonen.** Dissertation, Technische Universität Carola-Wilhelmina zu Braunschweig, 2006.

[65] Schäffel, P.: **Zum Einfluss schwindreduzierender Zusatzmittel und Wirkstoffe auf das autogene Schwinden und weitere Eigenschaften von Zementstein.** Dissertation, Bauhaus-Universität Weimar, 2009.

[66] Wittmann, F. H.: **Grundlagen eines Modells zur Beschreibung charakteristischer Eigenschaften von Beton.** DAfStb Heft 290, Beuth Verlag, 1977.

[67] Ferraris, C. F.; Wittmann F. H.: **Shrinkage mechanisms of hardened cement paste.** In: Cement and Concrete Research 17, 1987, S.453-464.

[68] Setzer: M. J.: **The Solid-Liquid Gel-System of Hardened Cement Paste.** In: Restoration of Buildings and Monuments 14, 2008.

[69] Thienel, K.-Ch.; Kustermann, A.: **Sonderbetone.** Skript, Universität der Bundeswehr München, 2011.

[70] Wörmann. R.: **Zur Erfassung hygrothermischer Einflüsse auf das nichtlineare Trag- und Schädigungsverhalten von Stahlbetonflächentragwerken.** Dissertation, Universität Wuppertal, 2004.

[71] Grube, H.: **Ursachen des Schwindens von Beton und Auswirkungen auf Betonbauteile.** Beton-Verlag, 1991.

[72] Beckhaus, K.: **Hochleistungsbeton für Verkehrsflächen.** Dissertation, Technische Universität München, 2002.

[73] König, G.; Nguyen-Viet-Tue; Zink, M.: **Hochleistungsbeton.** Ernst & Sohn, Berlin, 2001.

[74] Volkwein, A.: **Untersuchungen über das Eindringen von Wasser und Clorid in Beton.** In: Beton- und Stahlbetonbau 88, H. 8, 1993, S.223-226.

[75] Tawaza, E.: **Autogenous Shrinkage of Concrete.** CRC Press, 1999.

[76] Sato, T.; Goto, T.; Sakai, K.: **Mechanism for reducing drying shrinkage of hardened cement by organic additives.** In: Review of the Genearl Meeting, technical session, 1983, S.52-55.

[77] Lura, P.: **Autogenous deformation and internal curing of concrete.** Delft, DUP, 2003.

[78] Fehling, E.; Schmidt, M.: **Ultra high performance concrete (UHPC).** Universität Kassel, 2005.

[79] Reinhard, H. W.: **Autogenous and drying shrinkage of hybrid concrete.** In: Concrete Science and Engineering, 2002, S.77-83.

[80] Xia, L.; Chen, B.; Weu, J.; Huang, Q.; Krishna, S.; Cong, L.: **Experimental Study on Shrinkage of sealed UHPC.** In: Ultra-High Performance Concrete and High Performance Construction Materials, Proceedings of HiPerMat 2016, Kassel, 2016.

[81] Kim, J.; Kim, D.; Zi, G.: **Improvement of the biaxial flexure test method for concrete.** In: Cement and Concrete Composites 37, 2013, S.154-160.

[82] Loukili, A.; Richard, P.; Lamirault, J.: **A Study on Delayed Deformations of an Ultra High Strength Cementitious Material.** In: Special Publication 179, 1998.

[83] Grasser, E.: **Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formänderungen von Stahlbetontragwerken.** In: DAfStb Heft 240, Beuth Verlag, Berlin, 1991.

[84] DIN EN 1990: **Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung.** Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2010.

[85] DIN EN 1990/NA: **Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung.** Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2010.

[86] Weiler, T.: **Zum Tragverhalten von Stahlbetonsandwichelementen mit stiftförmigen Verbundmitteln.** Dissertation, Technische Universität Kaiserslautern, 2018.

[87] Stark, A.: **Analysis of Prestressed Sandwich Panels with Ultra-High Performance Concrete Facings.** Dissertation, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen, 2017.

[88] Hegger, J.; Will, N.; von der Heid, A.-C.; Grebe, R.; Morales-Crux, C.: **Großformatige energieeffiziente Fassaden aus Textilbeton mit Sandwichtragwirkung – Entwicklung von Herstellmethoden, Bemessungs- und Fügekonzepten.** BBSR-Forschungsbericht, Bonn, 2017.

[89] Hanz, F.: **Beitrag zur Bemessung von dreischichtigen Wandtafeln mit Deckschichten aus haufwerksporigem Leichtbeton.** Dissertation, Technische Universität Kaiserslautern, 2017.

[90] Müller, F.: **Sandwichelemente mit Deckschichten aus Hochleistungsbeton und einem Kern aus extrudiertem Polystyrol.** Dissertation, Technische Universität Kaiserslautern, 2015.

[91] DIN EN 1992-1-1/NA: **Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.** Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2013.

[92] FDB Merkblatt Nr. 3: **Merkblatt Nr. 3 zur Planung vorgefertigter Stahlbetonfassaden.** Fachvereinigung Deutscher Betonfertigteilbau e.V., Bonn, 2016.

[93] DIN 18516-1: **Außenwandbekleidungen, hinterlüftet – Teil 1: Anforderungen, Prüfgrundsätze.** Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2010.

[94] DIN V 18500: **Betonwerkstein – Begriffe, Anforderungen, Prüfung, Überwachung.** Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2006.

[95] Fischer, O.; Bert, C.: **Tragverhalten von Sandwichfassaden unter mechanischen und thermischen Einwirkungsgrößen.** BBSR-Forschungsbericht, Bonn, 2019.

[96] Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung in Zusammenarbeit mit Climate & Environment Consulting Potsdam GmbH und dem Deutscher Wetterdienst (DWD): **Handbuch Testreferenzjahre für Deutschland für mittlere, extreme und zukünftige Witterungsverhältnisse.** September, 2014.

[97] Künzel, H.; Gertis, K.: **Thermische Verformung von Außenwänden.** Betonstein-Zeitung, 1969.

Mitwirkende

Autoren:

Technische Universität Kaiserslautern
Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion
Prof. Dr.-Ing. Matthias Pahn
Dr.-Ing. Milan Schultz-Cornelius
Stefan Carstens, M.Eng.

Projektpartner und weitere Fördermittelgeber:

durcrete GmbH
Dr.-Ing. Bernhard Sagmeister

Dyckerhoff GmbH
Thomas Deuse

Schöck Bauteile GmbH
Dr. André Weber

Fachliche Betreuung:

Brüggemann Kisseler Ingenieure, Mettingen
Dr.-Ing. Michael Brüggemann