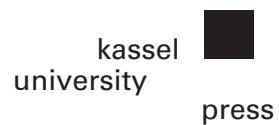


DAfStb-Forschungskolloquium

Beiträge zum
53. Forschungskolloquium
am 9. und 10. Oktober am
Institut für konstruktiven Ingenieurbau
der Universität Kassel

Beiträge zum
53. Forschungskolloquium
am 9. und 10. Oktober am
Institut für konstruktiven Ingenieurbau
der Universität Kassel

2012, kassel university press GmbH, Kassel
www.uni-kassel.de/upress



Bibliografische Information der Deutschen Nationalbibliothek
Die Deutsche Nationalbibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen
Nationalbibliografie; detaillierte bibliografische Daten sind im Internet über
<http://dnb.d-nb.de> abrufbar

ISBN print: 978-3-86219-394-3
ISBN online: 978-3-86219-395-0
URN: <http://nbn-resolving.de/urn:nbn:de:0002-33952>

Printed in Germany

Inhaltsverzeichnis

Tragverhalten und Bemessung von Ultrahochfestem Beton

Rissentwicklung bei kombiniert bewehrten UHPC-Balken <i>Prof. Dipl.-Ing. Simone Stürwald</i>	3
Experimentelle und analytische Untersuchungen zum Querkrafttragverhalten von UHPC-Balken <i>Dipl.-Ing. Jenny Thiemicke</i>	11
Experimentelle und Numerische Untersuchungen von bewehrten UHPC-Bauteilen unter reiner Torsion <i>M.Sc. Mohammed Ismail</i>	21
Analytical Model for Steel Fiber Reinforced UHPC Beams Subjected to Torsion <i>M.Sc. Mohammed Ismail</i>	31
Punching Shear Behaviour of UHPC Flat Slabs <i>M.Sc. Hussein Al-Quraishi</i>	39
Zur Tragfähigkeit von Ultrahochleistungs-Faserbeton in flaschenförmigen Druckfeldern <i>Dr.-Ing. Torsten Leutbecher</i>	47

Ultrahochfester Beton für Infrastrukturbauwerke

Systematisierte Umsetzung spezifizierter betontechnologischer Produktanforderungen in den UHPC-Entwicklungsprozess am Beispiel von Fertigteilwerken <i>Dipl.-Wirtsch.-Ing. Siemon Piotrowski</i>	61
Ultrahochfester Beton für multifunktionale Fahrbahnen im Straßenbau <i>Dipl.-Ing. Benjamin Scheffler</i>	71
Rheologische Eigenschaften von faserhaltigem ultrahochfestem Beton <i>Dipl.-Ing. Susanne Fröhlich</i>	81

Betone mit Sondereigenschaften

Rohre aus Hochleistungsbeton mit erhöhtem mechanischen und chemischen Widerstand	95
<i>Dipl.-Ing. Torsten Braun</i>	
Alkali-aktivierte Bindemittel für die Anwendung im Beton	107
<i>Dipl.-Ing. Ricarda Tänzer</i>	
Bestimmung der Wirksamkeit von Fließmitteln durch Rasterkraftmessungen	115
<i>Dipl.-NanoSc. Christoph Glotzbach</i>	
Mikrostrukturelle Untersuchungen zu Entstehungsmechanismen von Elefantenhaut auf UHPC	125
<i>Dr. phil. nat. Alexander Wetzel</i>	
Photokatalytischer Schadstoffabbau an modifizierten Baustoffoberflächen	135
<i>Dipl.-NanoSc. Kai Amrhein</i>	
<i>Dipl.-NanoSc. Sameena Kamaruddin</i>	

Verbund und Verstärkung mit Hochleistungswerkstoffen

Verbundfestigkeit der Klebefuge bei hybriden Bauteilen aus Holz und Beton unter Berücksichtigung thermisch-hygrischer Beanspruchung	147
<i>Dipl.-Ing. Lars Eisenhut</i>	
Verstärkungen von Stahlbetonträgern unter Nutzung ultrahochfesten Betons (UHPC)	157
<i>Dipl.-Ing. Majed Alkhoury</i>	
Behaviour of Ultra High Performance Concrete Confinement on Normal Strength Concrete Columns	165
<i>M.Sc. Yuliarti Kusumawardaningsih</i>	
Modellierung des Verbundes von Betonstahlbewehrung in UHPC	173
<i>Dipl.-Ing. M.Sc. Paul Lorenz</i>	

Teil 1

Tragverhalten und Bemessung von Ultrahochfestem Beton

Rissentwicklung bei kombiniert bewehrten UHPC-Balken

Simone Stürwald

1 Einleitung

Ultrahochfester Beton (UHPC) stellt als innovativer Werkstoff seit geraumer Zeit einen wesentlichen Forschungsschwerpunkt im Bereich der Baustofftechnologie und des Massivbaus dar. Charakteristisch für derartige Betone sind eine hohe Druckfestigkeit und eine hohe Dauerhaftigkeit, die durch eine optimierte Packungsdichte der Bestandteile erreicht werden. Neben den positiven Eigenschaften darf das deutlich sprödere Materialverhalten gegenüber normalfesten Betonen nicht außer Acht gelassen werden. Zur Verbesserung der Duktilität im Bruchzustand hat sich eine Faserbewehrung bewährt.

Bei ultrahochfesten Betonen ist die Zugtragfähigkeit relativ zur Druckfestigkeit geringer als bei normalfesten Betonen. In Kombination mit einer Stahlfaserbewehrung verbessert sich die Zugtragfähigkeit und es können Zugspannungen in Größenordnungen von 8 bis 15 N/mm² aufgenommen werden. Zur Übertragung von größeren Zugkräften oder zum Ausgleich von Streuungen der Faserbewehrung kommt häufig eine Stabstahlbewehrung zur Anwendung.

Mit der Kombination von Stabstahlbewehrung und Faserbewehrung können nicht nur Zugspannungen sicher und effizient abgetragen werden, sondern auch die Rissentwicklung positiv beeinflusst werden. Durch die Interaktion der Bewehrungselemente im Riss wird ein besonders feines Rissbild im Gebrauchszustand erreicht. Im Traglastbereich nimmt der durch Fasern übertragene Lastanteil mit steigender Rissöffnung ab, während die Stahlspannung im Verfestigungsbereich noch leicht ansteigt. Die Verformungsfähigkeit bis zum Erreichen der Traglast ist daher auch vom Verhältnis des Stabstahlgehaltes zum Fasergehalt abhängig.

Im Rahmen des DFG-Schwerpunktprogramms 1182 „Nachhaltiges Bauen mit ultrahochfestem Beton“ wurde die Interaktion zwischen Faser- und Stabstahlbewehrung an Biegebalken aus ultrahochfesten Betonen experimentell und theoretisch untersucht. Ziel war es die Rissentwicklung von der Rissbildung bis zum Bruch zu verfolgen und zu beschreiben.

2 Materialverhalten und Verbundeigenschaften

Grundlegend für das Bauteilverhalten sind die Eigenschaften der Werkstoffe UHPC, Stahlfasern und Stabstahlbewehrung sowie deren Verbundverhalten, die zunächst experimentell ermittelt wurden.

2.1 Ultrahochfester Beton

Für die Versuchsreihen wurde eine UHPC-Mischung verwendet, die Rahmen des DFG-Schwerpunktprogramms weiterentwickelt wurde /1/. Hauptbestandteile sind Zement CEM I, Mikrosilika, Quarzmehl und Quarzsand. Der Wasser-Bindemittel-Wert konnte mit einem abgestimmten Fliessmitteleinsatz auf w/b < 0,2 reduziert werden. Die Prüfkörper wurden 2 Tage nach der Herstellung über 48h bei 90°C wärmebehandelt. Es wurde eine mittlere Druckfestigkeit von 180 N/mm² und ein E-Modul von 49000 N/mm² erreicht.

2.2 Faserbewehrung

Zur Untersuchung des Verbundverhaltens wurden zwei hochfeste Mikrostahlfasern verglichen. Der erste Fasertyp mit l/d = 17 mm/0,15 mm wies eine Messingschlüssele an der Oberfläche auf, während der zweite Fasertyp mit l/d = 20mm/0,25 mm keine Schlüssele hatte. Die Zugfestigkeit der Fasern betrug rund 2200 N/mm². Anhand von Ausziehversuchen an Einzelfasern und Fasergruppen wurde das Verbundverhalten der Fasern in UHPC untersucht /2/.

Für senkrecht zum Riss liegende Fasern konnte in /2/ festgestellt werden, dass die Oberflächenbeschaffenheit der Faser (Rauheit, ggf. vorhandene Schlüssele) sowie die Qualität des Betons in der Grenzschicht zur Faser einen bedeutenden Einfluss auf die Verbundfestigkeit hatten.

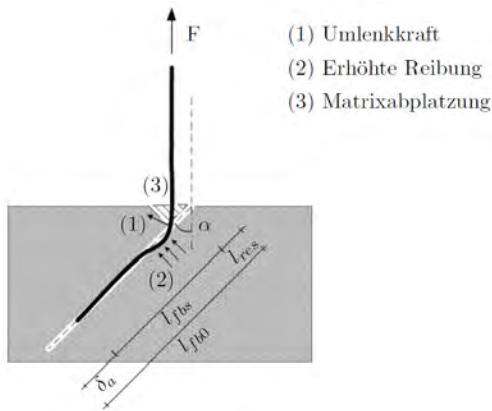


Bild 1: Verbundversuche an geneigten Einzelfasern mit $l/d = 17/0,15$ mm

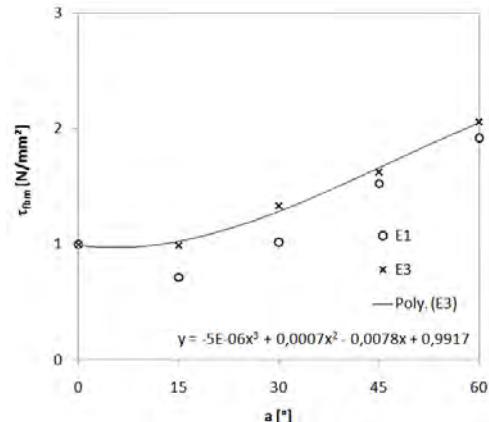


Bild 2: Mittlere Verbundspannung bei Erreichen der Maximallast in Abhängigkeit von der Faserneigung

Für zum Riss geneigte, schlanke Fasern konnte in /2/ beobachtet werden, dass ab einer Faserneigung von 15° bis hin zu einer Faserneigung von rund 60° die Verbundfestigkeit um 50% bis 100% zunimmt.

2.3 Stabstahlbewehrung

Als Stabstahlbewehrung wurde hochfeste, kaltverformte Stabstahlbewehrung St 1350/1470 und Betonstahl BSt 500 S eingesetzt.

Verbundversuche zeigen insbesondere für Betonstahl sehr hohe maximale Verbundspannungen von bis zu 72 N/mm², während für hochfeste Stabstähle mit einer geringeren bezogenen Rippenfläche eine geringere maximale Verbundspannung von rund 52 N/mm² festgestellt wurde (s. Bild 4). Charakteristisch ist für Betonstahlbewehrung eine anfänglich sehr hohe Verbundsteifigkeit. Dies hat zur Folge, dass im Bauteil hohe Stahlspannungen schon bei geringen Rissbreiten erreicht werden.

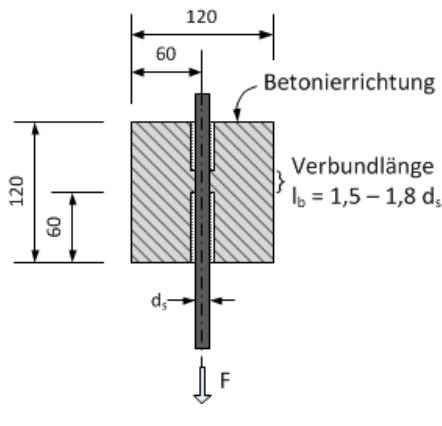


Bild 3: Versuchskörper für Verbundversuche

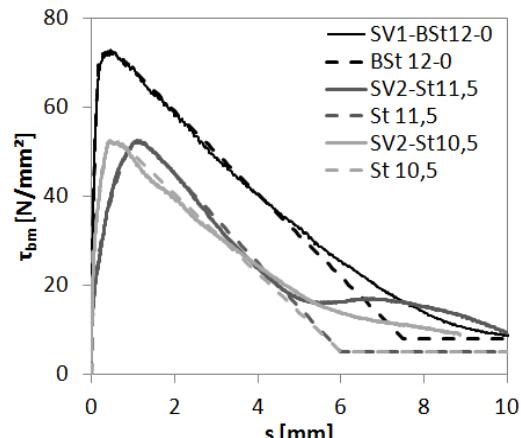


Bild 4: Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen für St 1350/1470 und BSt 500 S; Versuchsdaten (durchgezogene Linien) und Approximation nach /3/ (gestrichelt)

Aus den Versuchen wurden Verbundgesetze in Anlehnung an den fib Model Code 2010 /3/ formuliert. Die ermittelten Parameter sind in der folgenden Tabelle dargestellt.

Tabelle 1: Ermittelte Parameter für das Verbundgesetz nach /3/

	s_1 [mm]	$\tau_{b,max}$ [N/mm ²]	α [°]	s_2 [mm]	s_3 [mm]	$\tau_{b,min}$ [N/mm ²]
St 10,5	0,4	52	0,35	0,7	6	5
St 11,5	0,95	52	0,4	1,3	6	5
BSt 12	0,18	72	0,45	0,6	7,5	8

3 Zugtragverhalten von faserbewehrtem UHPC

Das Zugtragverhalten des faserbewehrten UHPC lässt sich nicht direkt aus Verbundversuchen an Fasern ableiten, da zusätzliche Einflussgrößen wie beispielsweise die Streuung der Faserbewehrung, Effekte von Fasergruppen oder der Einfluss der Faserausrichtung zur Zugrichtung sich nicht allgemeingültig quantifizieren lassen.

3.1 Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung

Das Zugtragverhalten des faserbewehrten UHPC wurde mittels zentrischen Zugversuchen an gekerbten UHPC-Prismen mit Fasergehalten von $p_f = 0,5$ Vol.-% und $p_f = 1,5$ Vol.-% untersucht. Für einen Fasergehalt von 0,5 Vol.-% wurde eine maximale Faserwirksamkeit (maximale Zugspannung bezogen auf die Betonquerschnittsfläche) von $\sigma_{cf0} = 4,0$ N/mm² und für 1,5 Vol.-% eine Faserwirksamkeit von $\sigma_{cf0} = 10,3$ N/mm² experimentell ermittelt (s. Bild 6).

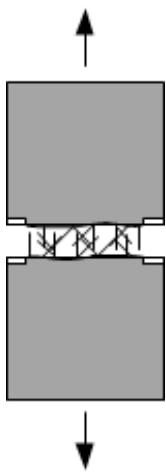


Bild 5: Zugversuche an gekerbten Prismen

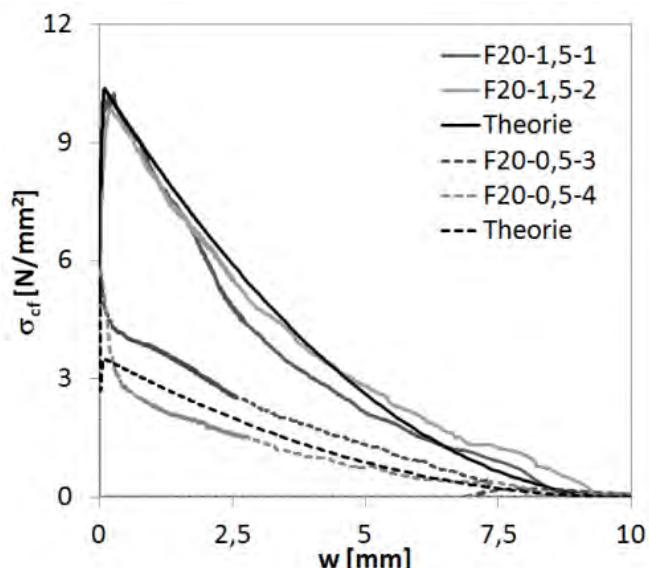


Bild 6: Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung für Fasergehalte von 1,5 und 0,5 Vol.-%; Versuchsdaten und Approximation mit Gl. (1a,b)

Das Last-Verformungs-Verhalten von zugbeanspruchten Faserbetonproben kann in zwei Phasen unterteilt werden. In der ersten Phase, der Faseraktivierung, wird der starre Verbund mit dem Beton fortschreitend gelöst. Die Faserwirksamkeit σ_{cf0} entspricht der maximalen Tragfähigkeit der Faserbewehrung (zentrische Nachrisszugfestigkeit, reiner Zustand II). Die Faserwirksamkeit markiert zugleich den Übergang von der Phase der Faseraktivierung in die Phase des Faserauszugs, sofern Faserreißen vor der vollständigen Aktivierung vermieden wird.

Nach Leutbecher /5/ und Pfyl /4/ kann die Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung in den Phasen Faseraktivierung und Faserauszug mit folgenden Gleichungen approximiert werden:

$$\sigma_{cf} = \sigma_{cfo} \cdot \left(2 \cdot \sqrt{\frac{w}{w_0}} - \frac{w}{w_0} \right) \quad (\text{Faseraktivierungsphase}; w \leq w_0) \quad (1a)$$

$$\sigma_{cf} = \sigma_{cfo} \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{w}{l_f} \right)^2 \quad (\text{Faserauszugsphase}; w > w_0) \quad (1b)$$

Mit den Gleichungen 1 a und 1b konnten aus den Versuchsdaten mittlere Spannungs-Rissöffnungs-Beziehungen abgeleitet werden (s. Bild 6).

3.2 Effizienter Fasereinsatz

Aus den Untersuchungen zum Verbundverhalten von Fasern und aus den zentrischen Zugversuchen an gekerbten Prismen konnten zwei Erkenntnisse abgeleitet werden.

1. Die Orientierung der Faserbewehrung hat bei schlanken, geraden Stahldrahtfasern in UHPC mit einer Faserneigung von bis zu 60° zur Rissnormalen wenig Einfluss auf die Tragfähigkeit des Faserbetons.
2. Als effizienter Fasergehalt konnte experimentell $\rho_f \approx 1,0$ Vol.-% ermittelt werden

Die erste These beruht auf der Überlegung, dass es zwei gegenläufige Effekte zur Faserorientierung gibt. Einerseits nimmt die absolute Faseranzahl mit $\eta = \cos \alpha$ im Riss mit steigender Faserneigung α ab. So können weniger Fasern je Rissfläche Kräfte übertragen. Andererseits zeigen die Versuchsergebnisse in Bild 2, dass mit steigender Faserneigung die Tragfähigkeit und somit der Faserwirksamkeitsbeiwert g der einzelnen Faser gesteigert wird. Kumuliert man beiden Effekte, so bleibt die Tragfähigkeit des Faserbetons - dargestellt mit $g \cdot \eta$ - nahezu konstant (siehe Bild 7). Hierbei bleiben die Auswirkungen von Fasergruppen unberücksichtigt.

Die zweite These beruht auf Ergebnissen von zentrischen Zugversuchen an gekerbten Faserbetonprismen mit Fasergehalten von 0,3 Vol.-% bis 1,5 Vol.-% der Fasern $l/d = 20/0.25$ mm. Eine Trendlinie der Ergebnisse verdeutlicht, dass ab einem Fasergehalt von rund 1,0 Vol.-% die Faserwirksamkeit in geringerer Masse ansteigt als bei kleineren Fasergehalten (siehe Bild 8). Das bestätigt die qualitative Beobachtung von Leutbecher /5/, dass die Faserwirksamkeit gegenüber dem Fasergehalt unterproportional steigt.

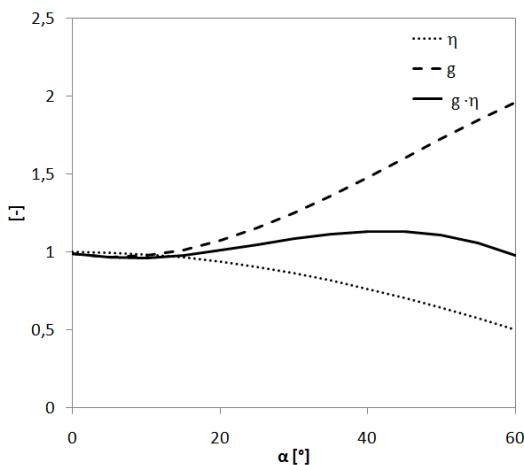


Bild 7: Auswirkungen der Faserorientierung auf die normierte Zugtragfähigkeit des Faserbetons $g^*\eta$

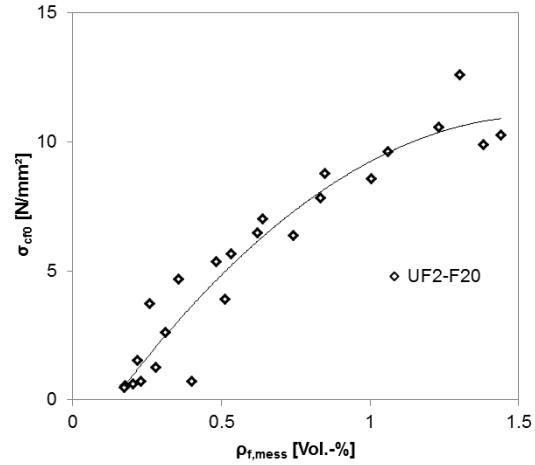


Bild 8: Verhältnis von Fasergehalt zu Faserwirksamkeit; Versuchsergebnisse

4 Versuche an UHPC-Balken mit kombinierter Bewehrung

Das Biegetragverhalten wurde mit 4-Punkt-Biegeversuchen an UHPC-Balken mit kombinierter Bewehrung untersucht (s. Bild 9). Aus dem Versuchsprogramm in /2/ werden drei Balken mit den Abmessungen $b/h/l = 15 \text{ cm}/35 \text{ cm}/200 \text{ cm}$ und einer Stabstahlbewehrung von $3 \times ds = 11,5 \text{ mm}$, St1350/1470 vorgestellt. Der Fasergehalt der Fasern $l/d = 20 \text{ mm}/0,25 \text{ mm}$ wurde mit 0; 0,5 und 1,5 Vol.-% variiert.

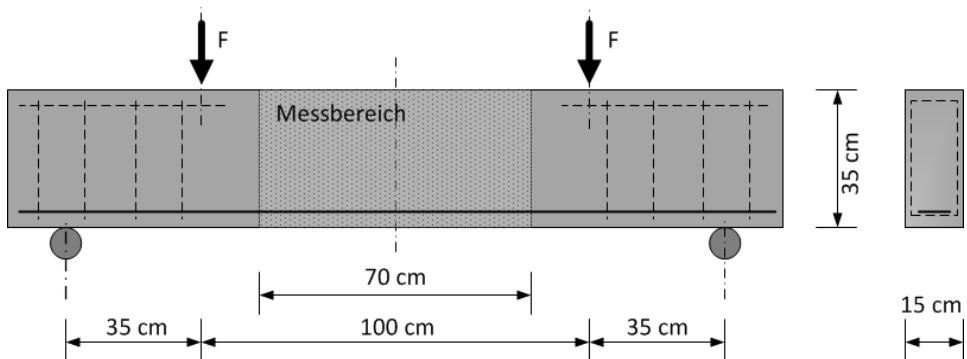


Bild 9: Geometrie der Biegebalken und Versuchsaufbau

Die Versuche wurden verformungsgesteuert durchgeführt. Dabei wurden die integralen Dehnungen zwischen den Lasten an der Balkenober- und Balkenunterseite kontinuierlich gemessen. An diskreten Laststufen wurden die Risse im Messbereich angezeichnet und deren Rissbreite an der Balkenunterseite gemessen.

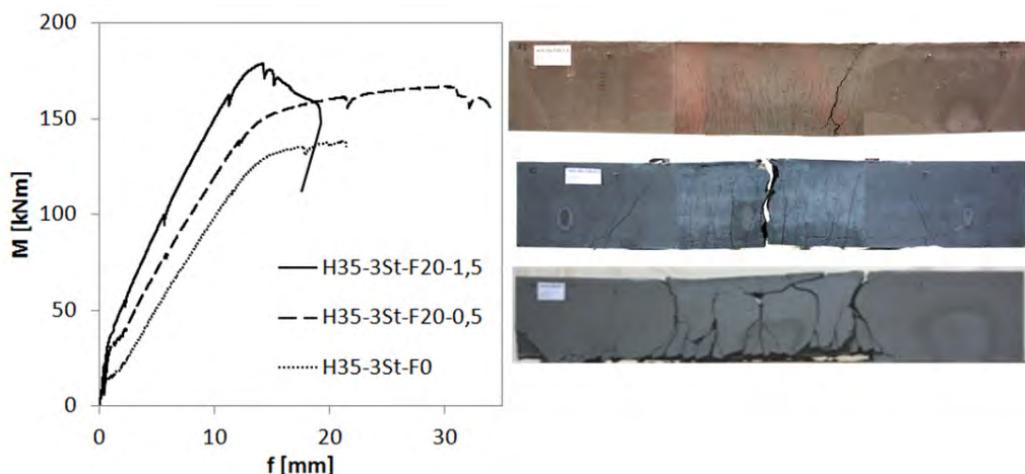


Bild 10: Versuchsergebnisse; Momenten-Durchbiegungs-Kurven und Versagensbilder der Biegebalken

Die Ergebnisse zeigen, dass mit steigendem Fasergehalt das Rissmoment und die Steifigkeit im Gebrauchs- zustand zunehmen (s. Bild 10).

Im Bereich der Traglast führt die Sprödigkeit der UHPC-Matrix zu einem frühen Druckversagen des Balkens ohne Faserbewehrung. Bei dem Balken mit einem Fasergehalt von 1,5 Vol.-% wird die Traglast mit Erreichen der Elastizitätsgrenze des Stabstahls erreicht, da sich die Verformungen in nur einem Riss lokalisiert haben. Einzig der Balken mit einem vergleichsweise geringen Fasergehalt von 0,5 Vol.-% erreicht größere Verformungen im plastischen Bereich.

Ist in der Biegezugzone der Einfluss der Faserbetonentfestigung größer als der der Stahlverfestigung, so ist die plastische Rotationsfähigkeit äußerst gering. Dieses Verhalten kann an dem Balken H35-3St-F20-1,5 mit 1,5 Vol.-% Fasergehalt beobachtet werden.

5 Berechnungsmodell

Aufbauend auf dem Modell von Leutbecher /5/ erfolgte eine Erweiterung für den Fall biegebeanspruchter Bauteile, die durch experimentelle Untersuchungen /6/ abgesichert wurden. Es wurde ein analytischer Ansatz zur Berechnung der Biegetragfähigkeit entwickelt, der das nichtlineare Material- und Verbundverhalten am maßgebenden Riss berücksichtigt.

5.1 Risselement

Grundlage des Berechnungsansatzes ist ein Balkenausschnitt der Länge s_r , der mittig einen Riss aufweist und im Folgenden Biegerisselement genannt wird (s. Bild 11). Für die Berechnung der Spannungen und Verformungen werden folgende Annahmen getroffen:

- Ebenbleiben der UHPC-Matrix in der Druckzone im Rissquerschnitt
- Ebenbleiben der Rissufer in der Zugzone
- UHPC-Matrix kann im Riss keine Zugspannungen aufnehmen
- Zugspannungen, die durch die Fasern übertragen werden, werden vereinfachend bereits als am Rissufer eingeleitet angenommen

Im Riss wird das Kräfte- und Momentengleichgewicht überprüft.

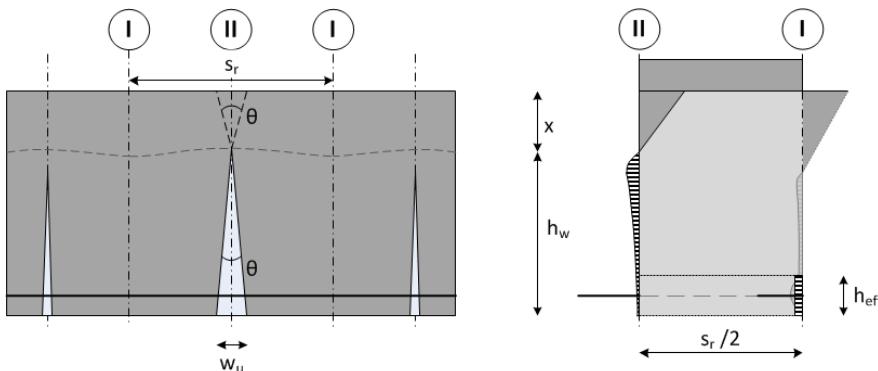


Bild 11: Modell des kritischen Biegerisselements und angesetzte Spannungsverläufe; Verlauf der Zugspannungen im Schnitt I: idealisiert für die Berechnung mit $A_{c,eff}$ (schwarz) und tatsächlich (FE-Berechnung, hellgrau)

Bei mit Fasern und Stabstahl bewehrten Bauteilen werden in der Zugzone Lastanteile von beiden Bewehrungsarten im Riss übertragen. Da der Lastanteil der Fasern im Wesentlichen von der Rissöffnung abhängt, sind eine Betrachtung der Verträglichkeit und die Ermittlung der Rissbreite unumgänglich, um die Stahlspannung im Riss zu ermitteln. Dazu wird für eine gegebene Rissbreite die Stahlspannung im Riss ermittelt. Über den Verbund werden Kräfte vom Stabstahl auf den umgebenen Beton übertragen.

Weiterhin wird gefordert, dass die über die Länge des Risselements gemittelte Betonrandstauchung und die gemittelte Stahldehnung bezogen auf die Dehnungsnulllinie im Rissquerschnitt den gleichen Winkel θ ergeben, so dass das Biegerisselement integral eben bleibt.

Die Dehnungen und Spannungen des Betons im Zugbereich werden auf eine effektive Zugzone $A_{c,eff}$ bezogen. Wird in der effektiven Zugzone zwischen den Rissen (Schnitt I) die Rissspannung des faserbewehrten UHPC erneut erreicht, entsteht ein weiterer Riss.

Das Gleichgewicht im Riss wird unter Berücksichtigung der Faserbetonspannung gemäß der Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung nach Abschnitt 3 und der Stabstahlspannung unter Einbeziehung des nichtlinearen Materialverhaltens berechnet. Die angesetzte Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung des Stabstahls basiert auf fib Model Code 2010 /3/, wobei bei plastischen Verformungen des Stabstahls eine Abminderung der lokalen Verbundspannungen berücksichtigt wird.

5.2 Kritischer Riss

Maßgebend im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist die maximale Rissbreite. Ebenso ist im Grenzzustand der Tragfähigkeit der Riss von Interesse, in dem das Versagen eintritt. Dem folgend wird im Berechnungsmodell nur der kritische Riss betrachtet. Charakteristisch für den Riss mit der maximalen Rissbreite und der geringsten Tragfähigkeit sind eine minimale Faserwirksamkeit und ein maximaler Rissabstand zu den benachbarten Rissen.

5.2.1 Streuung der Faserwirksamkeit

Die Faserwirksamkeit innerhalb eines Bauteils ist eine streuende Größe. Die Streubreite ist von zahlreichen Einflüssen wie etwa der Betonierrichtung, der Verdichtungsmethode, der Bauteilgeometrie oder der Konsistenz des Betons abhängig, die im Einzelfall sehr unterschiedlich und schwer zu quantifizieren sind. Jedoch ist der Riss mit der schwächsten Faserwirksamkeit maßgebend für die Tragfähigkeit eines Bauteils. In Anlehnung an baupraktische Regelungen werden in eigenen Berechnungen 70 % der mittleren Faserwirksamkeit als unterer Quantilwert angesetzt.

5.2.2 Maximaler Rissabstand

Die größte Rissbreite wird sich dort einstellen, wo der größte Rissabstand in Kombination mit der geringsten Faserwirksamkeit auftritt. Der denkbar größte Rissabstand ergibt sich, wenn in der effektiven Zugzone zwischen zwei Rissen die Rissspannung des Faserbetons gerade erreicht wird, ohne dass dies zu einer weiteren Rissteilung führt. Auf diese Weise erhält man zu jeder Rissbreite einen maximalen Rissabstand und damit die aktuelle Länge des kritischen Risselementes. Wird die Rissbreite sukzessive gesteigert, kann am jeweils kritischen Risselement mit Hilfe der Gleichgewichts- und der oben formulierten Verträglichkeitsbedingungen zu jeder Rissbreite das wirksame Biegemoment ermittelt werden. Das größte aller dabei erhaltenen Biegemomente entspricht dem Tragwiderstand des Bauteils.

6 Vergleich der Versuchsergebnisse mit Berechnungsansätzen

Im Rahmen der Balkenversuche wurden die Rissbreiten und Rissabstände für einzelne Laststufen erfasst. In Bild 12 sind die in den Versuchen gemessenen maximalen Rissbreiten sowie die Berechnungsergebnisse für den kritischen Riss gegenübergestellt.

Der Vergleich zeigt, dass die Verläufe für die maximalen Rissbreiten durch das Modell gut erfasst werden. Die zu den gemessenen Rissbreiten gehörenden Biegemomente weichen von den berechneten Biegemomenten nur um maximal etwa 4 % ab. Die Rissbreitenentwicklung im jeweils kritischen Riss kann somit gut nachvollzogen werden.

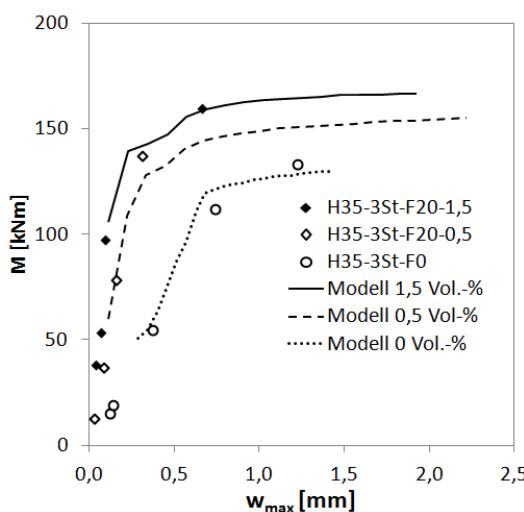


Bild 12: Maximale Rissbreiten aus Versuchen und Berechnungen am kritischen Risselement

7 Fazit und Zusammenfassung

Im Rahmen der Forschungsarbeit wurde das Biegetragverhalten von UHPC mit kombinierter Bewehrung umfänglich experimentell und theoretisch untersucht. Wichtige Erkenntnisse sollen im Folgenden zusammengefasst werden.

Aus Untersuchungen zum Verbundverhalten von Fasern und zum Zugtragverhalten von faserbewehrtem UHPC geht hervor, dass die Faserorientierung kein maßgeblicher Faktor für die Zugtragfähigkeit eines Bauteils ist und ein effizienter Fasergehalt für die eingesetzten Fasern bei rund 1 Vol.-% liegt. Das bedeutet, dass die Beeinflussung der Faserorientierung kein vorrangiges Ziel sein kann und dass ein vergleichsweise geringer Fasergehalt von < 1 Vol.-% in Erwägung gezogen werden sollte.

In einer Versuchsreihe wurde die Biegetragfähigkeit von kombiniert bewehrten Balken aus UHPC experimentell untersucht. Dabei zeigte sich, dass eine Faserbewehrung bei UHPC notwendig ist, um sprödes Versagen der Betondruckzone zu vermeiden. Hohe Fasergehalte führen nur zu einem leichten Anstieg der Traglast, schränken die Duktilität von Balken jedoch beträchtlich ein.

Maßgebend für die Traglast ist das Verhalten im kritischen Riss, der eine minimale Faserwirksamkeit und einen maximalen Rissabstand aufweist. Für eine Grenzfallbetrachtung in ebendiesem Riss wurde ein Berechnungsmodell formuliert, mit dem das Tragverhalten nachvollzogen werden kann. Neben den Gleichgewichtsbedingungen werden auch die Kompatibilitätsbedingungen im Rissquerschnitt berücksichtigt. Ein Vergleich mit im Versuch gemessenen Rissbreiten und Rissabständen zeigt eine gute Übereinstimmung. Das Berechnungsmodell lässt unter Kenntnis der Streubreite der Faserwirksamkeit eine Bestimmung der Traglast und der zugehörigen maximalen Rissbreite zu.

8 Literatur

- /1/ Fehling, E.; Schmidt, M.; Teichmann, T.; Bunje, K.; Bornemann, R.; Middendorf, B.: Entwicklung, Dauerhaftigkeit und Berechnung Ultrahochfester Betone (UHPC); Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 1, Universität Kassel, 2005
- /2/ Stürwald, S.: Versuche zum Biegetragverhalten von UHPC mit kombinierter Bewehrung, Forschungsbericht, Universität Kassel, 2011.
- /3/ fédération internationale du béton (fib): Model Code 2010, First complete draft, fib bulletin 55, March 2010.
- /4/ Pfyl, Th.: Tragverhalten von Stahlfaserbeton, Dissertation ETH Nr. 15005, ETH Zürich, 2003.
- /5/ Leutbecher, T.: Rissbildung und Zugtragverhalten von mit Stabstahl und Fasern bewehrtem Ultrahochfesten Beton (UHPC), Dissertation, Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 9, kassel university press GmbH, Kassel 2008.
- /6/ Stürwald, S.: Biegetragverhalten von UHPC mit kombinierter Bewehrung, Dissertation, Universität Kassel, *in Vorbereitung*.

Simone Stürwald

Professorin
HSR, Hochschule für Technik Rapperswil
Oberseestrasse 10
8640 Rapperswil, Schweiz
simone.stuerwald@hsr.ch

Forschungsschwerpunkte:

- UHPC
- Faserbewehrung



Experimentelle Untersuchungen an profilierten UHPC-Balken mit kombinierter Bewehrung unter Querkraftbeanspruchung

Jenny Thiemicke, Ekkehard Fehling

In diesem Beitrag werden die experimentellen Untersuchungen des Querkrafttragverhaltens von UHPC-Balken mit kombinierter Querkraftbewehrung aus Stäben und Fasern beschrieben. Acht Balken mit einem Doppel-T-förmigen Untersuchungsbereich und einer Schubslankheit von $a/d = 4$ wurden in 3-Punkt-Biegeversuchen getestet. Alle Balken zeigten ein Querkraftversagen. Um den Einfluss der Faserbewehrung auf das Querkrafttragverhalten zu bestimmen, wurden verschiedene Querkraftbewehrungen in den Balken angeordnet: Stäbe mit einem Durchmesser von 5 mm in einem Abstand von 105 mm, Stahlfasern mit einem Gehalt von 1 Vol.-%, eine Kombination dieser beiden Bewehrungen und keine Querkraftbewehrung. Während der Versuche wurden das Auftreten und die Entwicklung der Risse, die Neigung der Druckstreben und die Querkrafttragfähigkeit beobachtet. Die Ergebnisse der Versuche zeigen die Zunahme der Querkrafttragfähigkeit, der Steifigkeit und des Winkels, unter dem sich Schubrisse einstellen, infolge Faserzugabe. Dieser Bericht beschreibt die durchgeführten Versuche und Ergebnisse.

1 Einleitung

Das Querkrafttragverhalten von Balken ist Gegenstand der Forschung seit mehr als 100 Jahren. Es wird in verschiedenen Modellen für Bauteile mit und ohne Querkraftbewehrung beschrieben.

Für Bauteile ohne Querkraftbewehrung entwickelte Zink /1/ ein mechanisches Modell. In diesem wird der Hautquerkrafttraganteil der Fähigkeit der Druckzone, Schubspannungen zu übertragen, zugewiesen. Zusätzliche Anteile liefern der Dübeleffekt der Biegezugbewehrung, die Rissverzahnung und die Bruchprozesszone (Bild 1a). Zinks Ansatz führt zu vergleichbaren Ergebnissen wie der semi-empirische Ansatz, auf welchem DIN 1045-1 (08.08) /2/ basiert.

Für Bauteile mit Querkraftbewehrung aus Stabstahl existieren seit vielen Jahren verschiedene Modelle. Diese Modelle beschreiben das Querkrafttragverhalten durch ein Fachwerk (Bild 1b) mit z. B. variablen Druckstrebeneigungswinkeln Θ /2/.

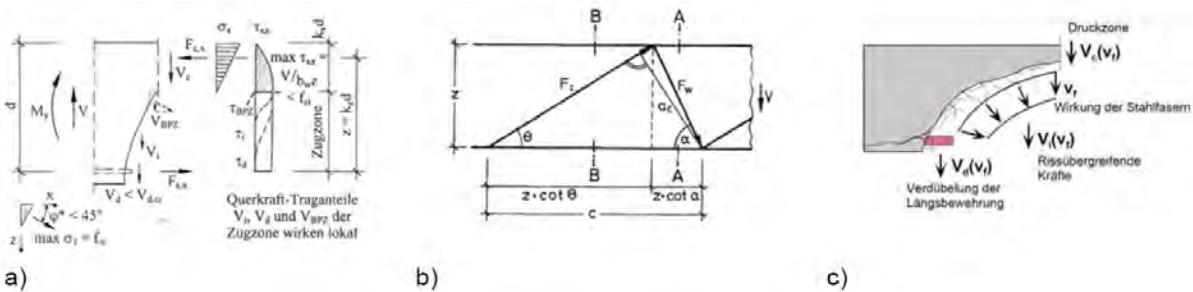


Bild 1: Modelle für Querkrafttragverhalten /1/, /2/, /3/

Ultrahochfeste Betone (UHPC) mit ihrem ausgesprochen spröden Verhalten erfordern die Zugabe von Fasern. Diese Fasern erhöhen das Verformungsvermögen von Bauteilen aus UHPC und führen gleichzeitig zu einer Steigerung der Tragfähigkeit. Rosenbusch /3/ beschreibt die Steigerung der Querkrafttragfähigkeit infolge der Faserzugabe als Erhöhung der Traganteile der Druckzone, des Dübeleffekts und der Rissreibung (Bild 1c).

Um den Einfluss der Fasern auf die Querkrafttragfähigkeit zu identifizieren, wurden in einer Versuchsserie UHPC-Balken getestet. Die Versuche in diesem Beitrag zeigen den Einfluss verschiedener Querkraftbewehrungen auf die Querkrafttragfähigkeit sonst identischer Balken.

2 Versuchskörper

Es wurden Balken aus UHPC mit zwei verschiedenen Querschnitten und verschiedener Querkraftbewehrung hergestellt. Um die Materialeigenschaften Elastizitätsmodul, Druckfestigkeit und Biegezugfestigkeit zu ermitteln, wurden aus jeder Mischung Zylinder und Prismen als Referenzkörper gefertigt.

2.1 Materialien

Die Versuchskörper dieses Forschungsprojekts bestehen aus der Feinkornmischung *M3Q*, welche vom Fachgebiet Werkstoffe des Bauwesens der Universität Kassel entwickelt und als Standardmischung des SPP 1182 empfohlen wurde. Auf Grund des profilierten Querschnitts war es wichtig, einen UHPC mit guten Fließeigenschaften zu erhalten. Deshalb wurde aus dem zulässigen Bereich die Obergrenze des w/z-Werts mit 0,255 gewählt.

Für die Bewehrung wurde Stabstahl BSt500 S verwendet. Die Biegezugbewehrung bestand aus 4Ø25. Außerhalb des Untersuchungsbereiches wurden Bügel mit einem Durchmesser von 8 mm in einem Abstand von 100 mm angeordnet. In den Gurten wurde eine Querbewehrung eingebaut (Bild 2, Bild 3). Die sehr starke Biegezugbewehrung ergab sich aus der Forderung, ein Biegeversagen auch für Balken mit kombinierter Querkraftbewehrung auszuschließen.

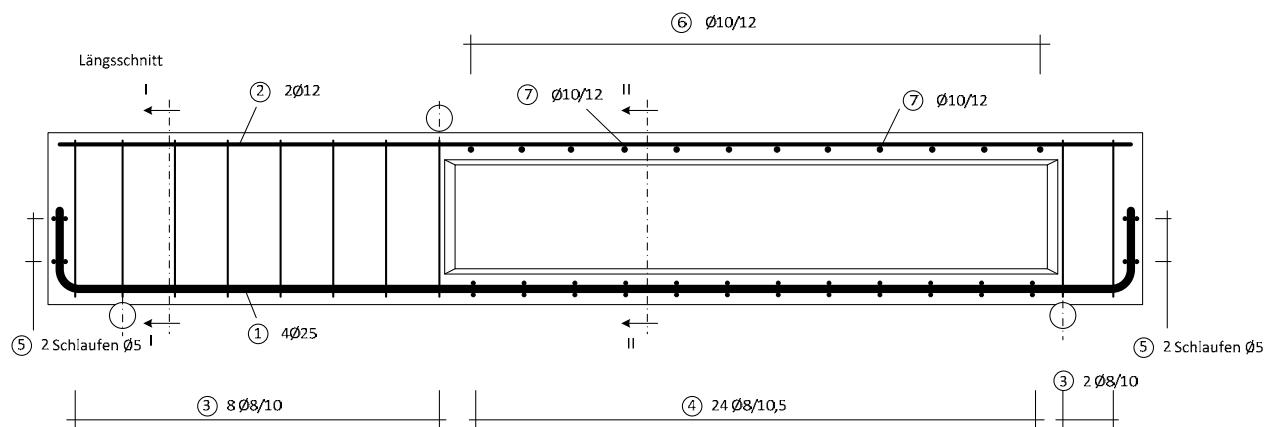


Bild 2: Grundbewehrung

Es wurden Stahlfasern mit einer Zugfestigkeit von etwa 2.500 N/mm² zugegeben. Ihre Länge betrug 13 mm und ihr Durchmesser 0,175 mm (Bild 4). Der Faseranteil betrug 1,0 Vol.-%.

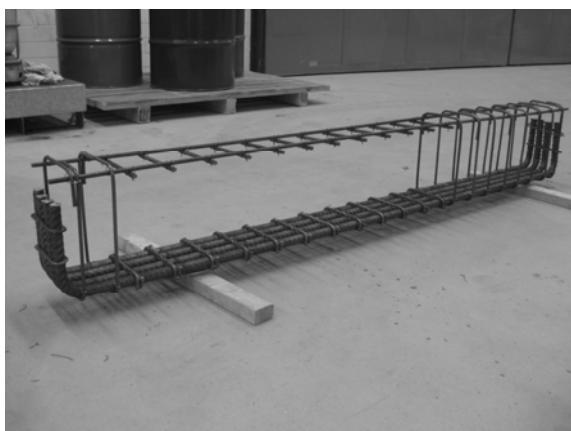


Bild 3: Bewehrungskorb

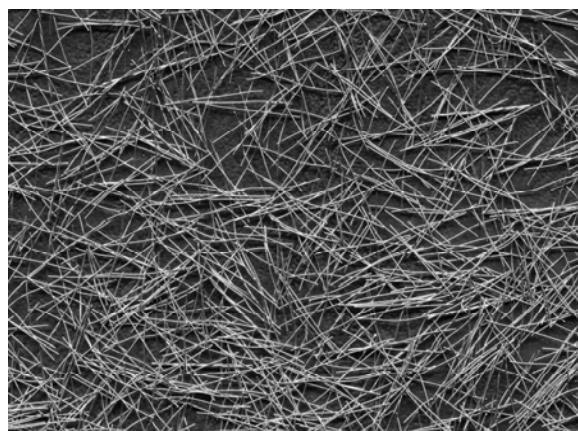


Bild 4: Verwendete Fasern

2.2 Abmessungen

Die Versuchskörper besaßen eine Länge von 210 cm und zwei verschiedene Querschnitte. Das Querkraftversagen sollte sich im Untersuchungsbereich einstellen. Dieser war 120 cm lang und 20 cm hoch (Bild 5). Der Querschnitt des Balkens war in diesem Bereich Doppel-T-förmig mit einer Stegdicke von 3 cm. Unter- und Obergurt besaßen eine mittlere Dicke von 5,5 cm (Bild 5, Schnitt II-II). Außerhalb des Untersuchungsbereiches wiesen die Balken einen Rechteckquerschnitt mit einem Verhältnis Breite/Höhe von 20/32 cm auf. Beim Balken Q2-F1-1 setzte sich der profilierte Querschnitt über das rechte Auflager in Bild 5 bis zum Ende des Balkens fort.

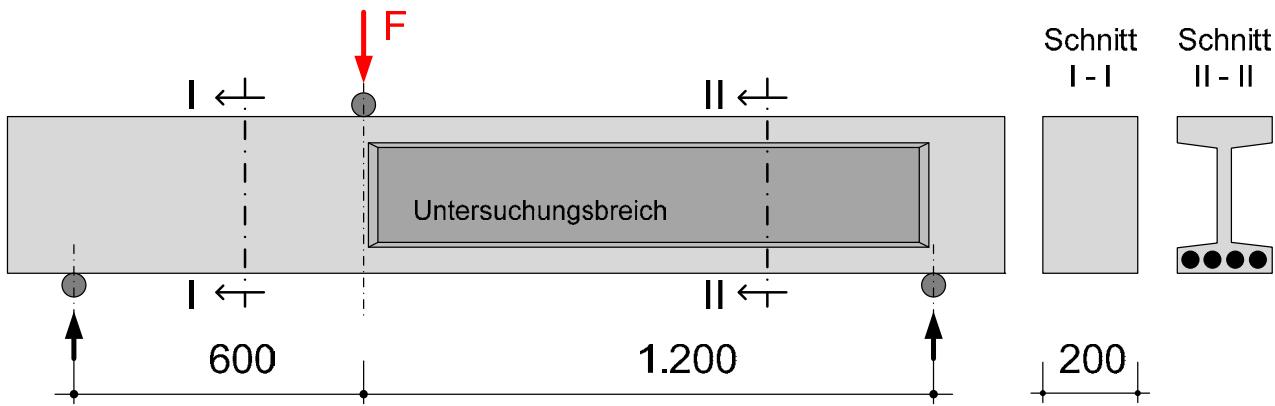


Bild 5: Versuchsaufbau /5/

2.3 Variation der Querkraftbewehrung

Um den Einfluss der Fasern auf die Querkrafttragfähigkeit zu identifizieren, wurden UHPC-Balken mit verschiedener Querkraftbewehrung hergestellt. Tabelle 1 zeigt die Variationen.

Tabelle 1: Variation der Querkraftbewehrung

Querkraftbewehrung	Q	Q-B1	Q-F1	Q-F1-B1
Stäbe Ø 5 mm, Abstand: 10,5 cm	-	+	-	+
Fasern Ø 0,175 mm, Länge: 13 mm, 1,0 Vol.-%	-	-	+	+

Legende: + = vorhanden, - = nicht vorhanden

2.4 Herstellen der Balken

Der UHPC wurde entsprechend den Empfehlungen des Schwerpunktprogramms /4/ hergestellt und in die Schalung gefüllt, wo er für 48 Stunden verblieb. Anschließend wurden die ausgeschalteten Balken und Referenzkörper für die Dauer von 48 Stunden bei 90 °C wärmebehandelt.

Bis zur Versuchsdurchführung wurden die Balken und Referenzkörper unter Raumklima gelagert. In Summe wurden acht Balken hergestellt.

2.5 Vorschädigung durch Eigenspannungen infolge Temperaturunterschied und Schwinden

Die ersten vier Balken wurden im Winter 2010 hergestellt. Beim Aushärten in der Schalung waren die Balken während der Nacht sehr niedrigen Temperaturen ausgesetzt. Auf Grund der Temperaturunterschiede und des Schwindens entstanden Eigenspannungen im jungen Betonalter, welche zu Rissen führten.

Dabei zeigten die Balken ohne Faserbewehrung breitere Risse als Balken mit Faserbeigabe. Die Risse entstanden im Steg und in den Gurten, häufig in der Nähe der Bewehrungsstäbe (Bild 6), mit Rissbreiten bis zu 0,25 mm (Bild 7). Um diese Rissneigung zu reduzieren, wurden die weiteren Balken bis zum Erhärten unter Raumklima gelagert.



Bild 6: Detailansicht des Untersuchungsbereiches

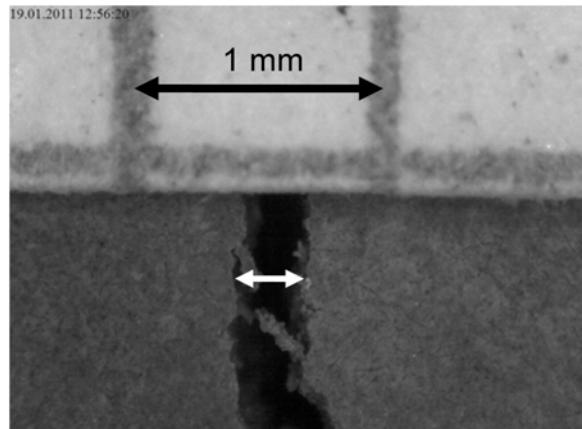


Bild 7: Schwindrissbreite ca. 250 µm

2.6 Materialeigenschaften

Die Materialeigenschaften jeder Mischung wurden an Zylindern mit einem Durchmesser von 100 mm und einer Höhe von 200 mm (Druckfestigkeit) und an ungekerbten Prismen mit einem Querschnitt von 40 mm x 40 mm und einer Länge von 160 mm (Biegezugfestigkeit) bestimmt. Die Prüfung dieser Referenzzyliner und -prismen ergab folgende Werte (Tabelle 2).

Tabelle 2: Materialeigenschaften

Versuchskörper	E-Modul Zylinder	der Zylinderdruck- festigkeit	Prismenbiege- zugfestigkeit
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
Q-1 (ohne Querkraftbewehrung)	48.162	212,9	7,4
Q-B1-1 (stabförmige Querkraftbewehrung)	48.240	224,3	9,6
Q-B1-2 (stabförmige Querkraftbewehrung)	46.488	195,3	-
Q-F1-2 (Querkraftbewehrung aus Fasern)	45.873	201,2	23,2
Q-F1-3 (Querkraftbewehrung aus Fasern)	48.528	207,9	-
Q2-F1-1 (Querkraftbewehrung aus Fasern)	49.611	185,6	-
Q-F1-B1-1 (kombinierte Querkraftbewehrung)	45.717	197,8	23,6
Q-F1-B1-2 (kombinierte Querkraftbewehrung)	46.386	197,4	-

3 Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung

Die UHPC-Balken mit identischen Querschnitten, aber unterschiedlichen Querkraftbewehrungen /5/ (Bild 5) wurden in 3-Punkt-Biegeversuchen getestet. Die geringe Dicke des Stegs stellte ein Querkraftversagen im Untersuchungsbereich sicher. Der gewählte Versuchsaufbau ergab eine Schub schlankheit von $a/d = 4$. Die Balken waren auf Rollen gelagert, welche die horizontale Verschiebung der Auflager ermöglichten.

Die Lasteinleitung erfolgte über spärlich gelagerte Lasteinleitungsplatten. Die aufgebrachte Last wurde mit einer Kraftmesszelle kontrolliert. Induktive Wegaufnehmer maßen die Durchbiegung des Balkens unter der Lasteinleitungsstelle, die horizontale Verformung der Gurte in der Nähe der Lasteinleitung und die Schubverformungen an drei verschiedenen Stellen des Untersuchungsbereiches (Bilder 8 und 9).

Die Versuche wurden weggeregelt durchgeführt. Die Geschwindigkeit betrug zunächst 0,01 mm/s. Im Verlauf des Versuchs wurde die Geschwindigkeit auf 0,1 mm/s erhöht. An ausgewählten Laststufen wurde der Versuch unterbrochen, der Verformungszustand gehalten und die Rissentwicklung dokumentiert.

4 Versuchsergebnisse

Alle untersuchten Balken versagten infolge der Schubzugbeanspruchung. Die Versagensrisse bildeten sich im Untersuchungsbereich aus. Wenn eine stabförmige Querkraftbewehrung angeordnet war, wurde diese bis zum Reißen beansprucht. Nach Erreichen der Bruchlast und bei weiterer Verformung schlügen die Versagensrisse entweder in die Druckzone der Balken durch oder wuchsen entlang der Biegezugbewehrung in Richtung Auflager.

Im Allgemeinen konnte beobachtet werden, dass mit Ausnahme des Balkens ohne Querkraftbewehrung, die Steigerung der Last zu einer Steigerung der Rissanzahl führte, im weiteren Versuchsverlauf sich die zunehmende Verformung in einigen Rissen konzentrierte und dort zu einer Zunahme der Rissbreite führte, während in den anderen Rissen die Rissbreite abnahm.

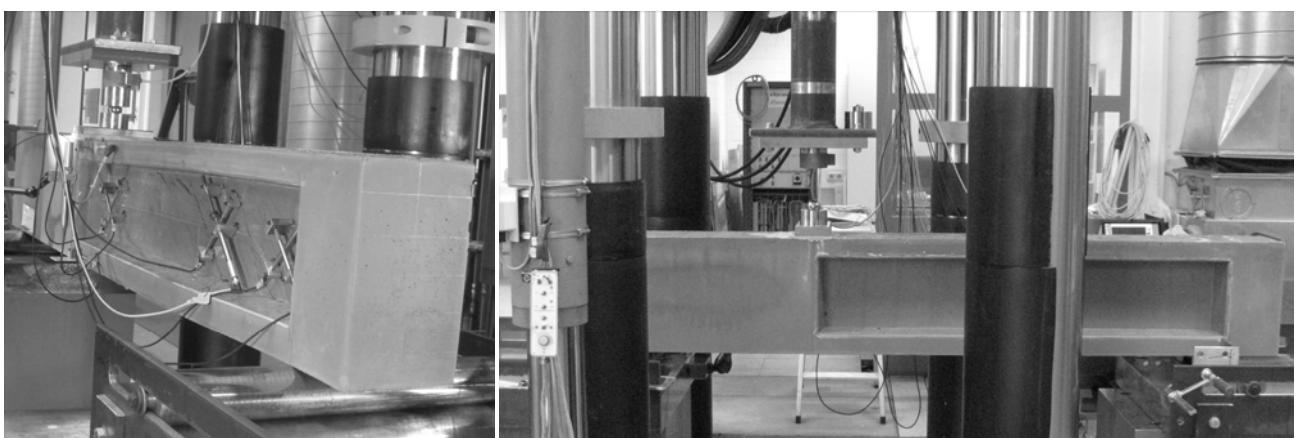


Bild 8: Instrumentierung

Bild 9: Versuchsaufbau (linkes Auflager verdeckt)

4.1 Balken ohne Querkraftbewehrung

In den Balken ohne Querkraftbewehrung (keine Fasern, keine stabförmige Bewehrung) traten Schubrisse bereits auf einem niedrigen Kraftniveau (Bild 13) und unter einem Winkel von etwa 30° (Bild 10) auf.

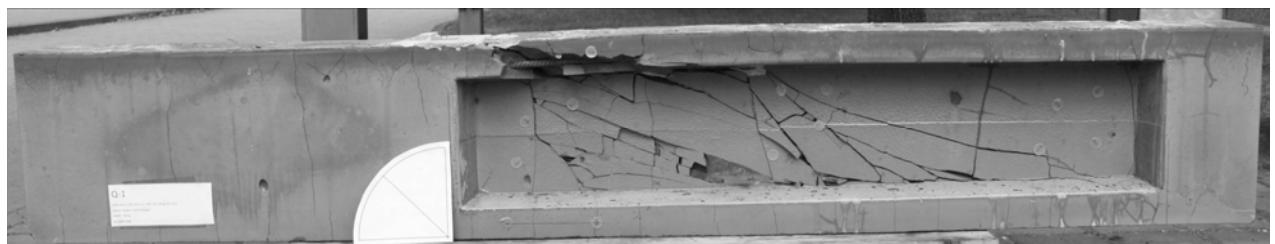


Bild 10: Rissbild des UHPC-Balkens ohne Querkraftbewehrung (Q-1)

Die Schubrisse entwickelten sich ausgehend von den Schwindrissen, die sie im weiteren Versuchsverlauf kreuzten (Bild 11). Als alle Schubrisse ausgebildet waren, konnte eine weitere Laststeigerung auf Grund der starken Dübelwirkung der Biegezugbewehrung beobachtet werden. Das Durchschlagen der Versagensrisse in die Druckzone führte zum Absprengen des Druckgurtes (Bild 12). Obwohl dieser Balken keine Querkraftbewehrung besaß, stellte die starke Biegezugbewehrung sicher, dass sich ein Versagen mit Vorankündigung (starke Zunahme der Balkenverformung) einstellte.



Bild 11: Schubrisse beginnen am Schwindriss

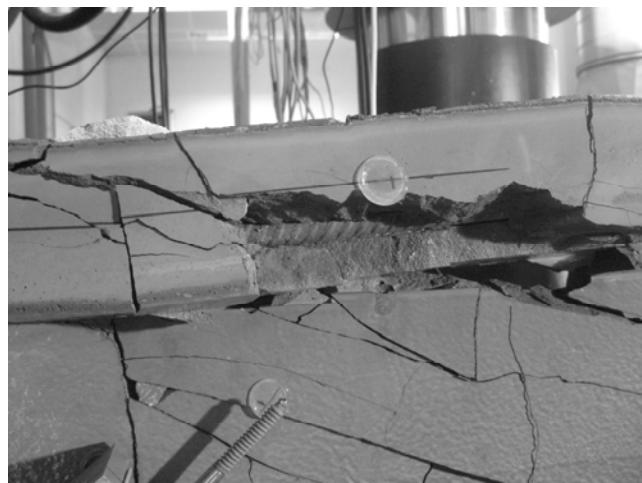


Bild 12: Absprengen des Druckgurts

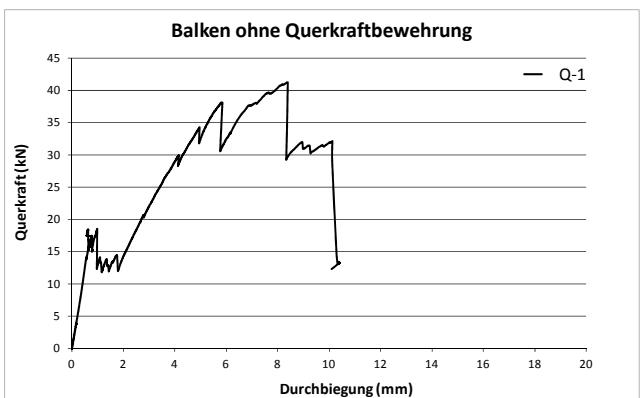


Bild 13: Balken ohne Querkraftbewehrung

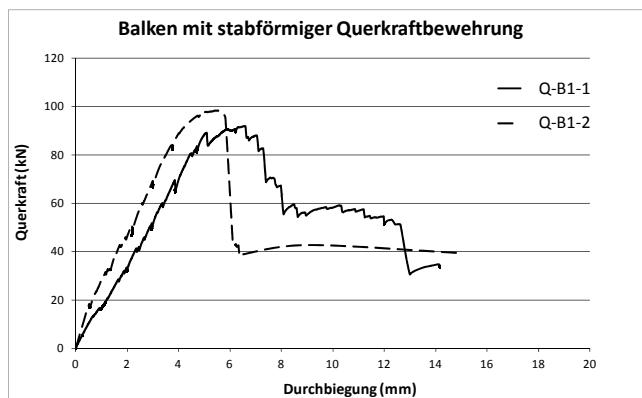


Bild 14: Balken mit stabförmiger Querkraftbewehrung

4.2 Balken mit Bügelbewehrung

Zwei Balken wurden mit stabförmiger Querkraftbewehrung getestet. Die Schubrisse im Balken mit Vorschädigung (Q-B1-1) begannen ebenfalls an den bereits entstandenen Rissen aus Temperaturunterschied und Schwinden und kreuzten diese. Dagegen erreichte der Balken ohne Schwindrisse (Q-B1-2) eine höhere Steifigkeit, allerdings keine signifikant höhere Traglast (Bild 14 rechts).

Nach Erreichen der Höchstlast wurde eine weitere Verformung auf die Balken aufgebracht, welche zur Lokalisierung der Verformung in zwei Versagensrissen führte (Bild 15). Die stabförmige Querkraftbewehrung, die diese Versagensrisse kreuzte, riss. Einer der Risse schlug in die Druckzone durch und führte zum Abplatzen eines Teils des Druckgurtes. Die Neigung der Schubrisse betrug ca. 40°.

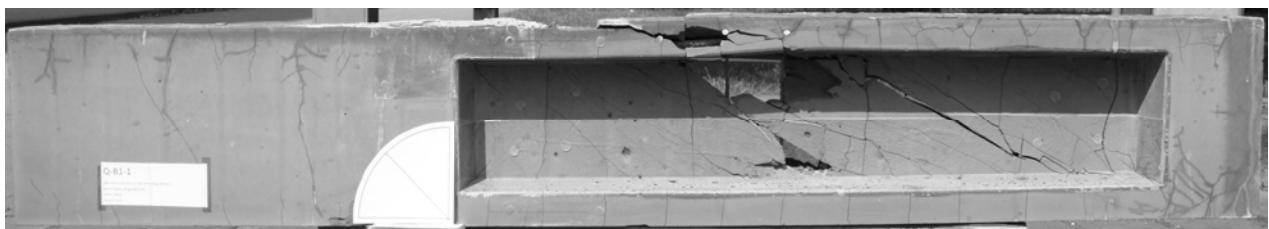


Bild 15: Rissbild eines UHPC-Balkens mit stabförmiger Querkraftbewehrung (Q-B1)

4.3 Balken mit Faserbewehrung

Vier Balken mit einer Querkraftbewehrung aus Fasern wurden hergestellt, jedoch nur drei getestet. Im Versuch zeigten diese Balken im Vergleich zu den Balken ohne Faserzugabe eine größere Anzahl von Rissen im Untersuchungsbereich mit einer kleineren Rissbreite und einem kleineren Rissabstand. Die Neigung der Risse betrug zwischen 30° und 45° .

Zwei Versagensrisse traten auf. Einer von ihnen wuchs zunächst längs der Biegezugbewehrung in Richtung Auflager und dann in Richtung der Druckzone (Bild 16). Das Versagen stellte sich als Verbundversagen der Biegezugbewehrung am Auflager dar.

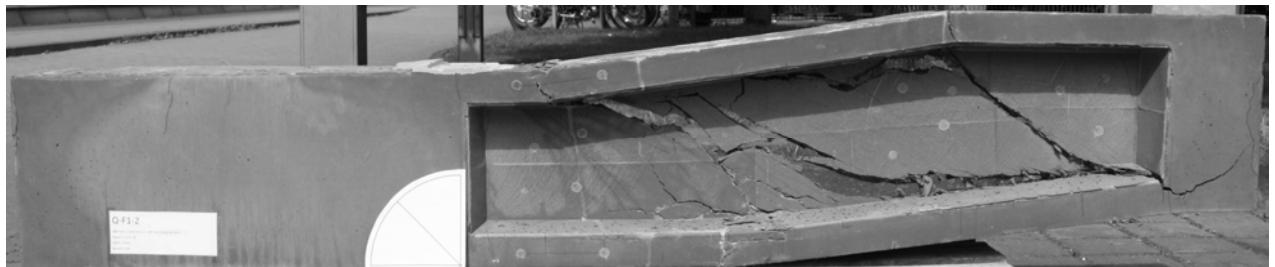


Bild 16: Rissbild eines UHPC-Balkens mit Faserbewehrung (Q-F1)

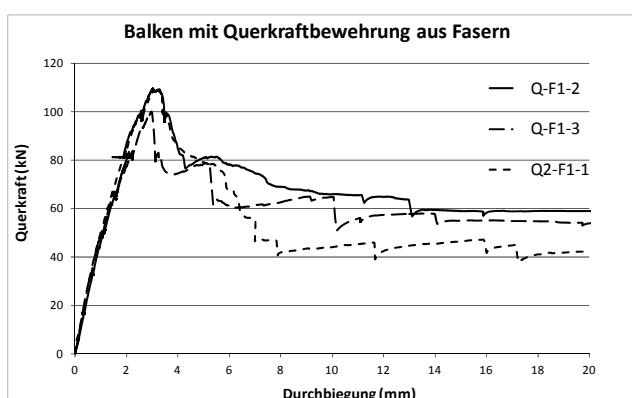


Bild 17: Balken mit Faserbewehrung

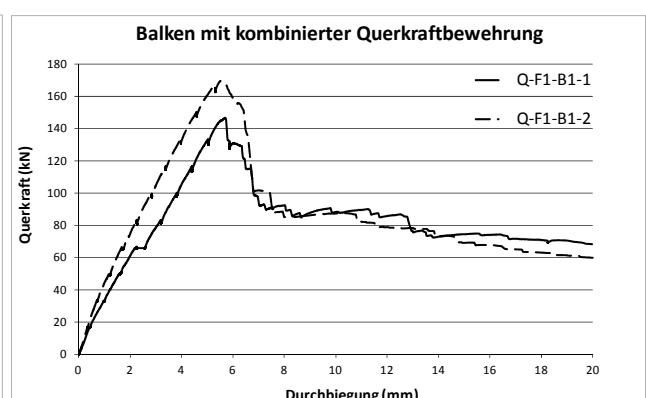


Bild 18: Balken mit kombinierter Querkraftbewehrung

4.4 Balken mit kombinierter Querkraftbewehrung

Zwei Balken wurden mit kombinierter Querkraftbewehrung getestet. Sie zeigten eine gleiche Rissentwicklung wie die Balken mit Faserbewehrung, allerdings hatten die Druckstreben eine steilere Neigung von etwa 50° (Bild 19). Nach Erreichen der Höchstlast rissen die Stäbe, die die Versagensrisse kreuzten. Einer der Versagensrisse wuchs ebenfalls längs der Biegezugbewehrung in Richtung Auflager. Die Balken mit kombinierter Querkraftbewehrung erreichten signifikant höhere Lasten (Bild 18) als die nur mit Stabstahl- oder nur mit Fasern querkraftbewehrten Balken.



Bild 19: Rissbild eines UHPC-Balkens mit kombinierter Querkraftbewehrung (Q-F1-B1)

5 Diskussion/Schlussfolgerung

Alle getesteten Balken zeigten ein Querkraftversagen im Steg des Untersuchungsbereiches. Schubrisse entwickelten sich bei den ersten vier Balken im Untersuchungsbereich aus den bereits vorhandenen Rissen, die infolge der Zwangbeanspruchung während des Erhärtens entstanden waren. Bei stabförmiger Querkraftbewehrung kam es zum Reißen der Stäbe. Nach Erreichen der Höchstlast fiel die Last auf ein Plateau, welches auf den starken Einfluss der Biegezugbewehrung auf die Querkrafttragfähigkeit (Dübeleffekt) zurückzuführen ist. Das Versuchsende war entweder durch das Versagen der Druckzone (bei Balken ohne Faserzugabe) oder durch das Verbundversagen der Biegezugbewehrung im Auflagerbereich (bei Balken mit Faserzugabe) charakterisiert. Die Vorschädigung infolge Temperatur und Schwinden der Balken der ersten Serie hatte keinen Einfluss auf die Versagensart.

In Bild 20 sind die Kraft-Verformungs-Linien der Balken mit verschiedener Querkraftbewehrung zusammen dargestellt. Die Linie des Balkens ohne Querkraftbewehrung zeigt ein anderes Verhalten als die Balken mit Querkraftbewehrung.

Auf Grund der Vorschädigungen entstanden Schubrisse bereits ab einer Laststufe von weniger als 20 kN. Die weitere Laststeigerung ist in der starken Biegezugbewehrung begründet. Die Schubtragfähigkeit der Balken mit stabförmiger Querkraftbewehrung bzw. Faserbewehrung erreichte etwa 90 kN bzw. 110 kN. Dagegen erreichte die Schubtragfähigkeit der Balken mit kombinierter Querkraftbewehrung bis zu 145 kN. Die Bilder 9 und 12 zeigen, dass die Risse infolge Vorschädigung keinen signifikanten Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit besitzen.

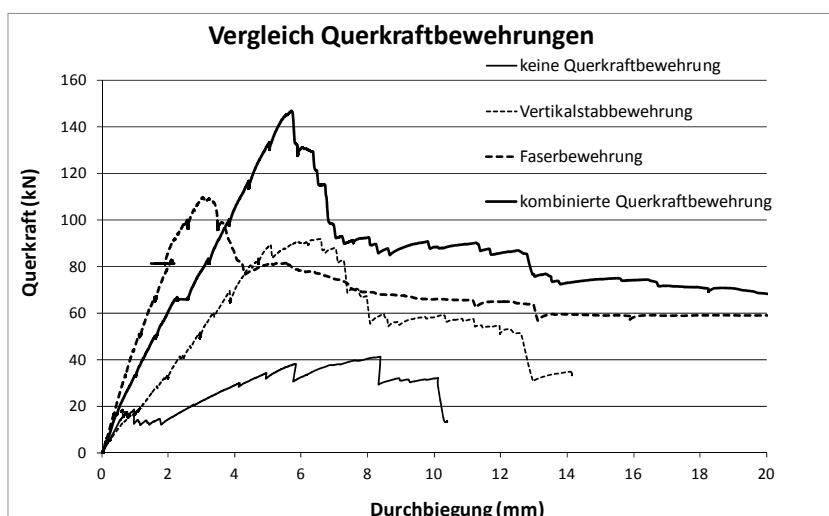


Bild 20: Querkraft-Verformungs-Diagramm für verschiedene Querkraftbewehrungen

Verglichen mit dem Balken ohne Querkraftbewehrung besitzen die Balken mit stabförmiger Querkraftbewehrung eine geringere Steifigkeit. Dies ergibt sich aus der reduzierten effektiven Breite des Stegs und des Steifigkeitsabfalls nach Rissbeginn. Im Nachbruchbereich stellt sich niedrigem Lastniveau ein Plateau ein, welches bei Balken mit Faserzugabe über einen großen Verformungsbereich anhält. Diese Resttragfähigkeit kann dem Dübeleffekt der starken Biegezugbewehrung und einer gewissen virendeel-artigen Rahmenwirkung zugeordnet werden. Für Balken mit entweder stabförmiger Querkraftbewehrung oder Faserbeigabe liegt das Plateau bei etwa 60 kN. Für Balken mit kombinierter Bewehrung erreicht dieses Plateau 90 kN.

Die Zugabe von Fasern steigert die Querkrafttragfähigkeit und Steifigkeit. An die hier vorgestellten Versuche schließen sich jetzt analytische Untersuchungen wie die Modellierung mit FEM, die optische Auswertung von Faserverteilung und -orientierung und weitere Detailversuche an, um das Zusammenwirken der kombinierten Bewehrung zu beschreiben und die Ergebnisse zu verifizieren.

Dank

Dieses Forschungsprojekt wird durch die Deutsche Forschungsgemeinschaft im Rahmen des Schwerpunktprogramms SPP 1182 unterstützt.

Quellen

- /1/ Zink, M.: „Zum Biegeschubversagen schlanker Bauteile aus Hochleistungsbeton mit und ohne Vorspannung“, Dissertation, B.G.Teubner Verlag, Stuttgart, 2000.
- /2/ DIN 1045-1 (08.08.) „Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 1: Bemessung und Konstruktion“, Beuth Verlag, Berlin, 2008.e
- /3/ Rosenbusch, J.: „Zur Querkrafttragfähigkeit von Balken aus stahlfaserverstärktem Stahlbeton“, Dissertation, TU Braunschweig, 2003.
- /4/ DFG-Schwerpunktprogramm „Nachhaltiges Bauen mit Ultrahochfestem Beton“ SPP 1182.
- /5/ Fehling, E.; Thiemicke, J.: “Shear Bearing Behaviour of UHPC”, proceedings of the *fib* Symposium Prague 2011.

Dipl.-Ing. Jenny Thiemicke

Wissenschaftliche Mitarbeiterin
Universität Kassel
Kurt-Wolters-Str. 3
34125 Kassel
Tel. 0561/804-3858
Fax 0561/804-2803
thiemicke@uni-kassel.de

Forschungsschwerpunkt:

- UHPC mit kombinierter Bewehrung unter Querkraftbeanspruchung



Experimentelle und Numerische Untersuchungen von bewehrten UHPC-Bauteilen unter reiner Torsion

Mohammed Ismail, Ekkehard Fehling

1 Einleitung

Torsion entsteht in Stahlbeton-Bauteilen, wenn die Wirkungslinie der Schubkraft nicht mit dem Schubmittelpunkt des Bauteils zusammenfällt. Torsion tritt auf, z. B. in Brücken, gekrümmten Bauteilen und Randbalken in Gebäuden.

Ultra-hochfester Beton (UHPC) ist gekennzeichnet durch eine sehr hohe Druckfestigkeit, die mehr als 200 MPa erreichen kann. Diskontinuierliche Fasern (normalerweise Stahlfasern) werden in der Regel der UHPC-Mischung zugesetzt, um die Duktilität zu erhöhen, da ansonsten das Verhalten dieses Materials unter Zug und Druck als sehr spröde zu kennzeichnen ist.

In den letzten zwei Jahrzehnten haben viele Forscher Untersuchungen an UHPC durchgeführt, um seine Fähigkeit unter verschiedenen Belastungen zu untersuchen, z. B.: Zugkraft /14/, Schubkraft /3/, /8/, Durchstanzen /12/, Biegemoment /6/, biaxiale Belastung /4/, /5/, biaxialer Druck /2/ und multi-axiale-Belastung und Ermüdung /11/. Jedoch waren bis vor kurzem keine Testdaten über die Tragfähigkeit von UHPC unter Torsion verfügbar.

Mittlerweile wurden zahlreiche UHPC-Strukturen – einschließlich Brücken – weltweit gebaut. Dies fordert zur Forschung in diesem wichtigen Bereich auf, um das Verhalten dieses neuen Baumaterials unter Torsion zu verstehen.

Modelle, entweder numerisch oder analytisch, die das Torsions-Verhalten von Stahlfaser-UHPC beschreiben, sind ebenso wichtig.

2 Experimentelles Programm

Das Verformungsverhalten und die Torsionstragfähigkeit von zwölf UHPC-Balken mit/ohne Stahlfasern und mit/ohne traditionelle(r) Bewehrung unter reiner Torsion wurden untersucht. Der detaillierte experimentelle Plan wird in Tabelle 1 gezeigt. Die Balken haben einen quadratischen Querschnitt und Abmessungen von (18 × 18 × 240 cm), wie in Bild 1 gezeigt wird.

Der im Versuche interessierende Teil der Träger hatte eine Länge von 170 cm, siehe Bild 1, mit Ausnahme der beiden Balken UL(1,4)T(1,96)F1(0,5) und UL(2,48)T(2,94)F1(0,5), wo die untersuchte Länge auf 95 cm wegen der begrenzten Verformbarkeit des Versuchsaufbaus reduziert wurde. Bewehrungsdetails für Querschnitt AA für verschiedene Balken werden in Tabelle 1 dargestellt.

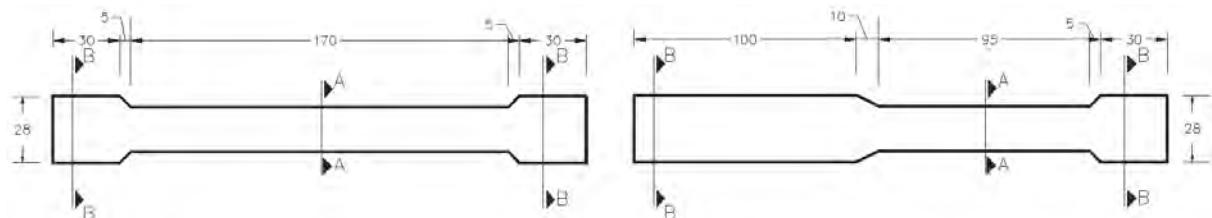


Bild 1: Der ursprüngliche Testbalken (links), der modifizierte Testbalken (rechts) (Maße in cm).

2.1 Werkstoff

Ein feinkörniger UHPC-Mix (M3Q) wurde verwendet. Diese Mischung wurde an der Universität Kassel entwickelt und wurde als Referenz-Mix im Schwerpunktprogramm (SPP1182) verwendet. Die durchschnittliche Zylinder-Druckfestigkeit betrug etwa 205 MPa und der durchschnittliche Elastizitätsmodul betrug etwa 48.000 MPa.

Zwei Arten von Stahlfasern (F1 und F2) mit einer Zugfestigkeit von 2.500 MPa und den gleichen Abmessungen aber unterschiedlichen Verbundeigenschaften, wurden verwendet. Die Faserlänge und

der Durchmesser betragen 17 mm und 0,15 mm. Um zwischen dem Verhalten der Stahlfaser-Typen im gehärteten UHPC zu unterscheiden, wurden axiale Zugversuche von gekerbten UHPC-Prismen nach /14/ mit Stahlfaser-Volumen von 0,5 % und 0,9 %, wie in Bild 2 gezeigt, durchgeführt. Bild 3 zeigt die mittlere Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung für diese Tests, wobei die Bruchenergie (entsprechend der Fläche unter der Spannungs-Rissöffnungs-Kurve) des Faserbetons mit den Fasern Typ F1 größer ist als die des Faserbetons mit den Fasern des Typs F2. Daher kann der Schluss gezogen werden, dass der Verbund zwischen den Stahlfasern Typ F1 und UHPC stärker ist als der zwischen den Stahlfasern Typ F2 und UHPC. Die Faserwirksamkeiten (σ_{cfo}) der Mischungen F1(0,5), F2(0,5) und F1(0,9) betragen 5,5, 4,6 bzw. 9 MPa. Details zu Betonage, Behandlung der Balken, Test-Setup und Testverfahren können in /9/ gefunden werden.

Tabelle 1: Versuchsprogramm

Gruppe	Balken-Anzahl	Faser Vol.- %	Längs-bewehrung, $p_L\%$	Querbewehrung, $p_T\%$	Bezeichnung	Querschnitt (A-A)
1	2	-	-	-	UP	
2	2	0,5	-	-	UPF1(0,5), UPF2(0,5)	
	1	0,9	-	-	UPF1(0,9)	
3	1	0,5	4 Ø 12 mm, 1,4	-	UL(1,4)F2(0,5)	
	1	0,5	4 Ø 16 mm, 2,48	-	UL(2,48)F1(0,5)	
	1	0,9	4 Ø 16 mm, 2,48	-	UL(2,48)F1(0,9)	
4	1	0,5	4 Ø 12 mm, 1,4	-	UL(1,4)F1(0,5)m	
5	1	0,5	4 Ø 12 mm, 1,4	Ø8mm@45mm, 1,96	UL(1,4)T(1,96)F1(0,5)	
	1	0,5	4 Ø 16 mm, 2,48	Ø8mm@45mm, 1,96	UL(2,48)T(1,96)F1(0,5)	
	1	0,5	4 Ø 16 mm, 2,48	Ø8mm@30mm, 2,94	UL(2,48)T(2,94)F1(0,5)	

Legende: U = UHPC, P = unbewehrter Beton, L = Längsbewehrung, T = Querbewehrung, F1, F2 = Stahlfasern Typen, m = Längsbewehrung in der Mitte der Querschnitte Ränder, () = volumetrisches Verhältnis in %.

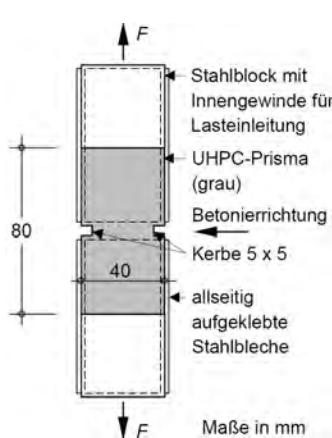


Bild 2: Gekerbt Zugprismen /14/

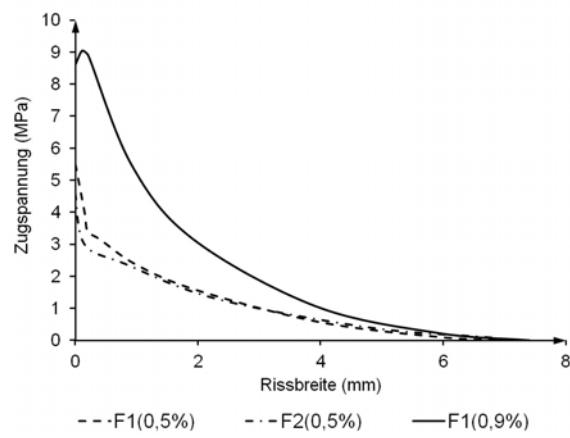


Bild 3: Durchschnittliche axiale Zugversuche von gekerbten Prismen für Faser F1 und F2

2.2 Versuchsergebnisse

2.2.1 UHPC mit/ohne Stahlfasern

Bild 4 zeigt die Last-Verformungs-Kurven dieser Balken, wobei die unbewehrten UHPC-Balken (UP1 und UP2) sehr sprödes Verhalten zeigten. Das Versagen trat sofort nach Erreichen ihrer maximalen Zugfestigkeit auf, vor dem Versagen hatten sich keine Risse gebildet.

Bei Erreichen ihrer Zugfestigkeit, zeigten die Stahlfaser-UHPC-Balken UPF1(0,5), UPF2(0,5) und UPF1(0,9) die Entwicklung von einigen weiteren Rissen, bevor ein lokales Versagen am Riss eintritt. Tabelle 2 zeigt eine Zusammenfassung des Rissbildungs-Verhaltens der Stahlfaser-UHPC-Balken an mehreren Verformungsstellen (Verdrillungen).

Bild 4 zeigt, dass für die gleiche Art von Stahlfasern, mit steigendem Stahlfaser-Vol.-%-Anteil, das Torsionsrissmoment, die maximale Torsionstragfähigkeit, die Steifigkeit nach der Rissbildung und die Duktilität der Balken steigt. Allerdings hatte die Zugabe von Stahlfasern im Wesentlichen keinen Einfluss auf die elastische Torsionssteifigkeit.

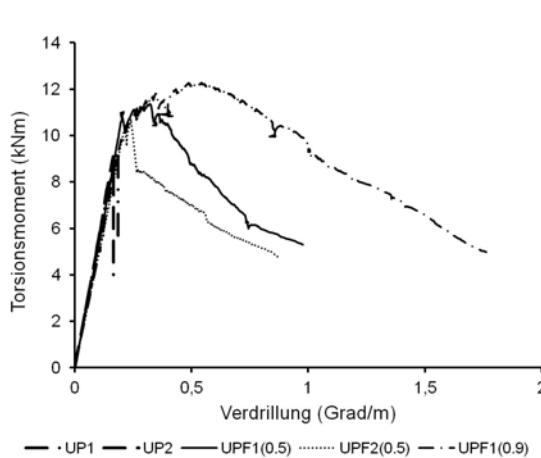


Bild 4: Torsionsversuchs-Ergebnisse für UHPC-Balken mit/ohne Stahlfaser

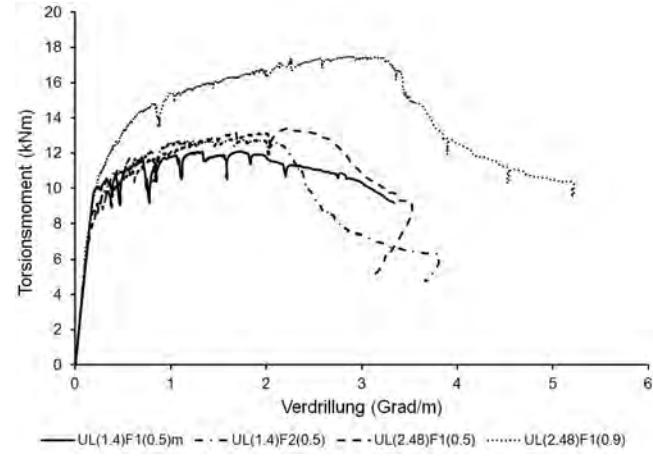


Bild 5: Versuchs-Ergebnisse für UHPC-Balken mit Stahlfasern und Längsbewehrung

Tabelle 2: Rissbildungsverhalten der Stahlfaser-UHPC-Balken

Bezeichnung	Durchschnittliche Anzahl der Risse /	Balken Verformung Stufe 1: Verdrehwinkel = 0,35 ° / m					
		Rissbreite (mm)			Riss-Winkel (Grad)		
		Min	Max	Durchschnitt	Min	Max	Durchschnitt
UPF1(0,5)	2	0,05	0,15	0,081	43	50	46,4
UPF1(0,9)	3	0,03	0,12	0,065	40	57	46,4
UPF2(0,5)	Nur ein Riss wurde entwickelt					44	
Balken Verformung Stufe 2: Verdrehwinkel = 0,85 ° / m							
UPF1(0,5)	3	0,05	3	0,54	43	52	46,65
UPF1(0,9)	5	0,04	2,3	0,22	43	57	46,82
UPF2(0,5)	Nur ein Riss wurde entwickelt					44	

2.2.2 UHPC-Balken mit Stahlfasern und Längsbewehrung

Diese Gruppe von Balken zeigte ein noch duktileres Verhalten als die Stahlfaser-UHPC-Balken (s. Bild 5). Das Versagen dieser Balken trat infolge von Fließen der Längsbewehrung und Herausziehen der Stahlfasern aus der UHPC-Matrix ein.

Intensive Rissbildung vor dem Versagen wurde beobachtet, wie Tabelle 3 zeigt. Die Intensität der Rissbildung steigt mit dem Volumenverhältnis der Stahlfasern und der Längsbewehrung an.

Im Vergleich mit den Stahlfaser-UHPC-Balken führte die zusätzliche Längsbewehrung allein bei einem kleinen Stahlfaservolumen (0,5 %) zu einer deutlich höheren Torsions-Duktilität, jedoch zu einer kaum veränderten maximalen Torsionstragfähigkeit. Nur bei einem Stahlfaservolumen von mehr als 0,9%, war der Anstieg in der Torsionstragfähigkeit signifikant, wie die Ergebnisse des Balkens UL(2,48)F1(0,9) zeigen.

Tabelle 3: Rissbildungsverhalten der UHPC-Balken mit Stahlfasern und Längsbewehrung

Bezeichnung	Durchschnittliche Anzahl der Risse / m	Balken-Verformung Stufe 1: Verdrillung = 0,35° / m					
		Rissbreite (mm)			Riss-Winkel (Grad)		
		Min	Max	Durchschnitt	Min	Max	Durchschnitt
UL(1,40)F1(0,5)m	4	0,03	0,15	0,076	40	60	51,00
UL(1,40)F2(0,5)	5	0,05	0,30	0,080	45	72	55,13
UL(2,48)F1(0,5)	5	0,03	0,18	0,050	43	75	56,30
UL(2,48)F1(0,9)	7	0,03	0,12	0,040	43	62	51,54
Balken-Verformung Stufe 2: Verdrillung = 0,85° / m							
UL(1,40)F1(0,5)m	12	0,03	0,53	0,094	38	65	50,46
UL(1,40)F2(0,5)	8	0,05	0,35	0,085	45	72	52,20
UL(2,48)F1(0,5)	12	0,03	0,18	0,075	41	75	53,60
UL(2,48)F1(0,9)	14	0,03	0,19	0,065	40	62	47,93
Balken-Verformung Stufe 3: Verdrillung = 2,00° / m							
UL(1,40)F1(0,5)m	16	0,01	1,94	0,154	33	65	49,67
UL(1,40)F2(0,5)	16	0,05	1,80	0,122	35	72	48,97
UL(2,48)F1(0,5)	24	0,03	1,50	0,128	33	75	49,56
UL(2,48)F1(0,9)	32	0,03	0,67	0,094	35	62	45,12

2.2.3 UHPC-Balken mit Stahlfasern, Längs- und Querbewehrung

Im Gegensatz zu den ersten beiden Gruppen, war der Anstieg der Torsionstragfähigkeit und der Duktilität dieser Gruppe von Balken wesentlich, wie in Bild 6 gezeigt wird. Versagen trat nach einer sehr intensiven Rissbildung auf, wie in Tabelle 4 gezeigt wird. Es zeigte sich auch, dass bei konstantem Stahlfaser-Volumenanteil eine Erhöhung des Bewehrungsgrades über einen bestimmten Wert hinaus nur wenig Einfluss auf das Rissbildungsverhalten hat.

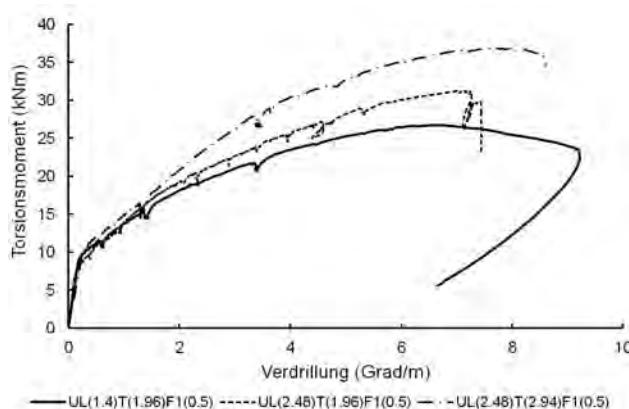


Bild 6: Torsionsversuchs-Ergebnisse der UHPC-Balken mit Stahlfasern, Längs- und Querbewehrung

Bild 6 zeigt, dass die Erhöhung des Bewehrungsgrades jeglicher Bewehrungsart, ob längs oder quer, die Duktilität und auch die Steifigkeit nach Rissbildung erhöht, aber die maximale Erhöhung geschieht nur, wenn beide Anteile, sowohl die Längs- als auch die Querbewehrung erhöht werden

Tabelle 4: Rissbildungs-Verhalten von UHPC-Balken mit Stahlfasern, Längs- und Querbewehrung

Bezeichnung	Durchschnittliche Anzahl der Risse / m	Balken-Verformung Stufe 1: Verdrillung = 0,54° / m					
		Rissbreite (mm)			Riss-Winkel (Grad)		
		Min	Max	Durchschnitt	Min	Max	Durchschnitt
UL(1,40)T(1,96)F1(0,5)	13	0,01	0,13	0,049	34	69	50,21
UL(2,48)T(1,96)F1(0,5)	11	0,01	0,11	0,045	27	63	46,70
UL(2,48)T(2,94)F1(0,5)	6	0,03	0,10	0,054	29	70	46,76
Balken-Verformung Stufe 2: Verdrillung = 1,32° / m							
UL(1,40)T(1,96)F1(0,5)	25	0,01	0,17	0,054	34	69	48,17
UL(2,48)T(1,96)F1(0,5)	25	0,02	0,15	0,050	27	63	45,35
UL(2,48)T(2,94)F1(0,5)	26	0,03	0,21	0,064	29	70	46,17
Balken-Verformung Stufe 3: Verdrillung = 3,37° / m							
UL(1,40)T(1,96)F1(0,5)	45	0,02	0,48	0,128	31	70	47,39
UL(2,48)T(1,96)F1(0,5)	47	0,02	0,46	0,120	27	63	44,37
UL(2,48)T(2,94)F1(0,5)	47	0,03	0,45	0,122	29	70	44,92

3 Finite-Elemente-Modellierung

Ein Finite-Elemente-Modell wurde entwickelt, um das Verhalten der Stahlfaser-UHPC-Balken zu beschreiben. Die Finite-Elemente- Software ATENA /1/ (Advanced Tool for Engineering Nonlinear Analysis), die für eine nicht-lineare Finite-Elemente-Analyse von Stahlbetonkonstruktionen besonders geeignet ist, wurde verwendet. ATENA prognostiziert das Verhalten des Bauteils nicht nur bei maximaler Last, sondern auch über die gesamte Lastgeschichte. Nur die Modelle für die drei Balken UPF1 (0,5), UPF2 (0,5) und UPF1 (0,9) werden hier präsentiert. Die Modelle für die anderen Balken werden später in einem neuen Artikel präsentiert.

3.1 Material-Modellierung

Im Gegensatz zu den normalen und hochfesten Beton-Materialmodellen, die schon in ATENA definiert sind, muss Stahlfaser-UHPC als neues innovatives zementhaltiges Material vom Benutzer über das "CC3DNonLinCementitious2user" - Materialmodell definiert werden. Dazu sind Kennlinien bzw. Parameter für das Zug- Entfestigungsverhalten, das Spannungs-Dehnungsverhalten bei Druck, der Schub-Retentionsfaktor und die Wirkung von Querdruck auf die Zugfestigkeit anzugeben.

In der Regel, verwendet das "CC3DNonLinCementitious"-Materialmodell ein kombiniertes Modell, das "Fracture Plastic model", das auf Zug das Verfahren "Orthotropic smeared crack formulation and the crack band approach" und auf Druck das Verfahren "Hardening/Softening plasticity model" anwendet. Der Zug-Teil des kombinierten Modells verwendet das "Rankine-Kriterium, exponentielle Entfestigung" und kann als "Fixed Crack Model" oder "Rotated Crack Model" angewendet werden. Für mehraxiale Belastung wird die "Menétrey-Willam"-Bruchfläche zugrunde gelegt /15/. In dieser Studie wurde das Fixed Crack Model angewendet.

3.1.1 Spannungs-Dehnungs-Linie im Zugbereich

Basierend auf in /14/ vorgeschlagenen experimentellen Zugversuchen von gekerbten Prismen, ist das Verhalten des Stahlfaser-UHPC linear-elastisch bis zum Reißen. Danach verhält sich das Material unterschiedlich, je nach den Stahlfaserbeton-Volumen. Der UHPC mit 0,5 % bzw. 0,9 % Stahlfaser-Volumenverhältnisse zeigt eine Entfestigung bzw. eine Verfestigung gefolgt von Entfestigungsverhalten, jeweils wie in Bild 3 dargestellt. Jedoch stimmt die Verteilung und Orientierung der Stahlfasern in den kleinformatigen Prismen im Allgemeinen nicht mit der in den tatsächlichen Versuchs-Balken überein. Um die tatsächliche Verteilung der Stahlfasern in den Versuchsbalken zu erfassen, wurde eine optische Stahlfaseranalyse nach /13/ an den Bruchflächen der getesteten Balken durchgeführt. Nach dieser Analyse wiesen die UHPC-Balken der Mischungen

F1(0,5), F2(0,5) und F1(0,9) einen effektiven Fasergehalt von 0,26%, 0,27% und 0,41% auf, wodurch sich rechnerisch die Faserwirksamkeiten (σ_{cfo}) von nur 3,6, 3 bzw. 4,6 MPa ergeben. Für die Interaktion von Druck mit Querzug vor Beginn der Rissbildung wurde als Modell der Vorschlag nach Speck /16/ zugrunde gelegt, wie in Bild 8 gezeigt wird.

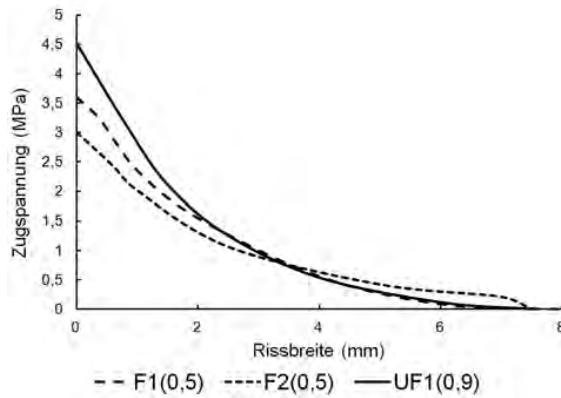


Bild 7: Zugspannung-Rissbreite von Stahlfasern UHPC nach optischer Analyse

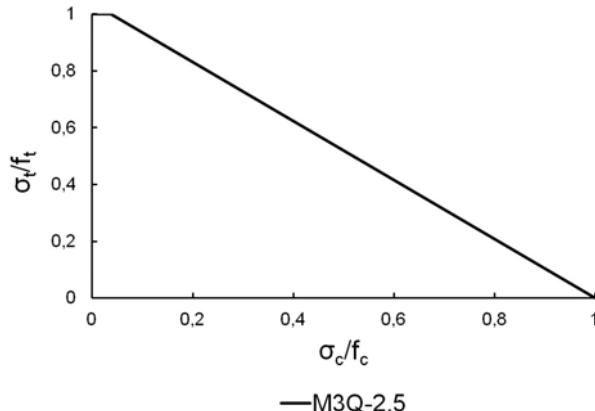


Bild 8: Verminderung der UHPC Zugfestigkeit wegen des Querdrucks, nach /11/

3.1.2 Spannungs-Dehnungs-Linie im Druckbereich

Das Verhalten unter Druck wurde als linear-elastisch bis zur maximalen Druckspannung modelliert, und anschließend nimmt die Druckspannung linear auf null ab, wenn eine maximale Dehnung etwa dem Doppelten der Dehnung an bei Erreichen der maximalen Spannung zugrunde gelegt wird, s. Bild 9. Es wird angenommen, dass eine Verringerung der Druckfestigkeit nach Rissbildung den Ergebnissen nach /7/ für Stahlfaser-UHPC folgt, wie in Bild 10 dargestellt.

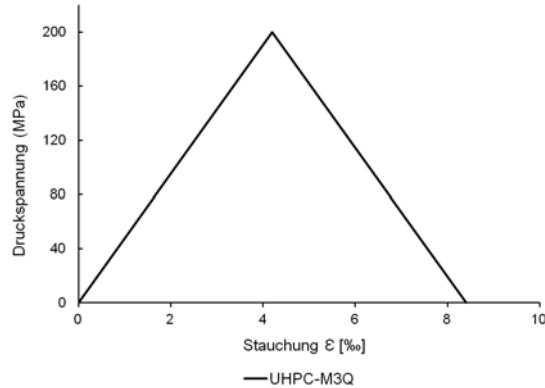


Bild 9: Druckspannungs-Dehnungs Linie für UHPC

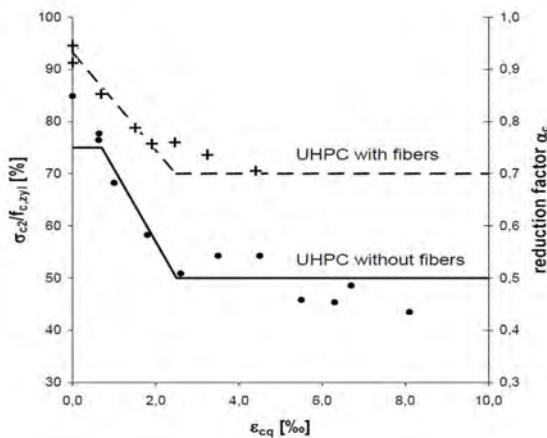


Bild 10: Verringerung der UHPC-Druckfestigkeit durch Querzugdehnung, nach /7/

3.1.3 Schubspannung und Steifigkeit im gerissenen Beton

Im „fixed crack model“, wird der Schubmodul mit zunehmender Dehnung senkrecht zum Riss reduziert, was eine Verringerung der Schubsteifigkeit aufgrund der Rissöffnung bedeutet.

Der verwendete unbewehrte feinkörnige UHPC in dieser Arbeit (Größtkorndurchmesser = 0,5 mm) hat praktisch sehr wenig Schubtragfähigkeit nach Rissbildung wegen seiner sehr feinen Zusammensetzung, die den Einfluss der Rissverzahnung sehr stark vermindert. Dies wird durch die Tatsache gestützt, dass das Versagen der unbewehrten UHPC-Balken UP(1) und UP(2) plötzlich und unvermittelt auftrat, ohne irgendeinen abfallenden Ast, wie in Bild 4 gezeigt wird, und ebenso durch

die Ergebnisse der Scherversuche von UHPC-Balken ohne Schubbewehrung, gemäß /10/. Jedoch verbessert die Zugabe von Stahlfasern die Querkrafttragfähigkeit nach Rissbildung.

Die Autoren planen, den Beitrag von Stahlfasern auf die Scherfestigkeit experimentell zu erforschen. Inzwischen wurde hier das Schub-Retention-Modell von /17/ mit einer linearer abnehmenden Schub-Retention von 0,025 angewendet, wie in Bild 11 dargestellt, wobei G_c und G jeweils der Schubmodul der Stahlfaser- UHPC vor und nach der Rissbildung ist.

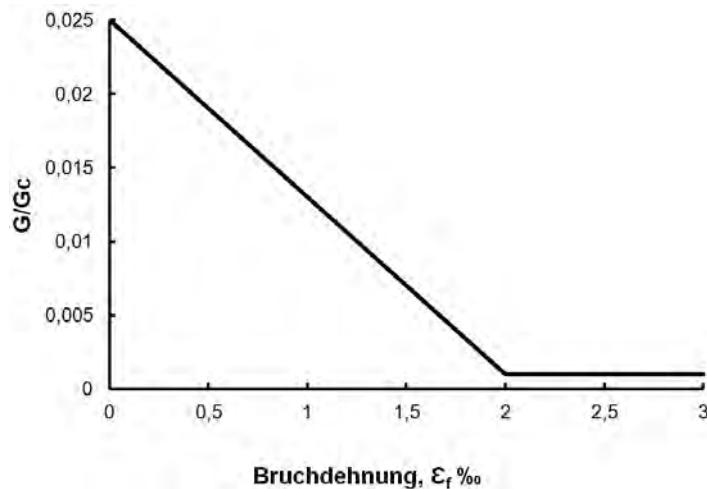


Bild 11: Reduzierung der Schubmodul nach Rissbildung

3.2 Geometrische Modellierung

Unter Ausnutzung der Symmetrie und um Zeit zu sparen und die rechnerische Effizienz zu erhöhen, wurden die Test-Balken nur auf einer Länge von 80 cm modelliert, wie in Bild 12 gezeigt wird.

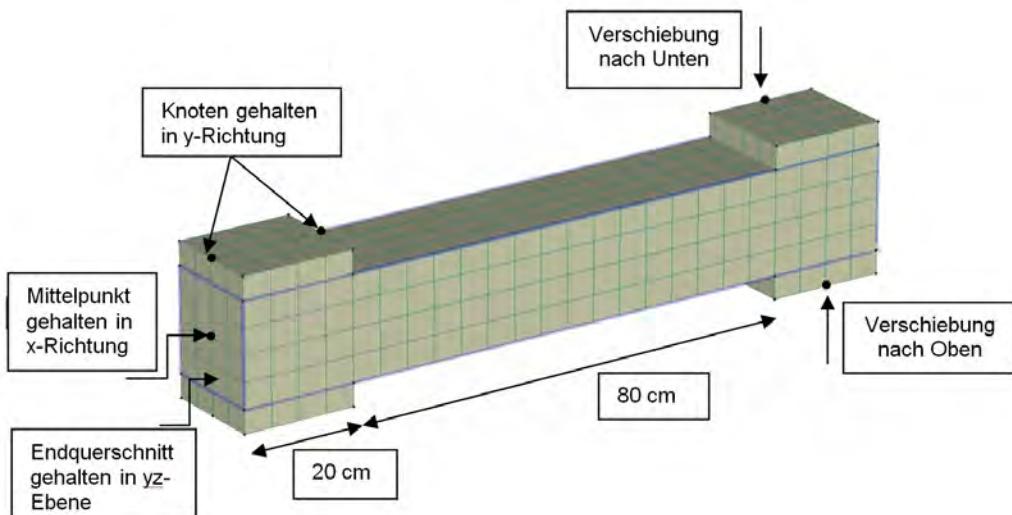


Bild 12: Finite Elemente Modellierung der UHPC – Versuchsbalken

Das Torsionsmoment wurde durch ein Kräftepaar am rechten Ende des Balkens erzeugt, während das linke Ende nur an einer Stelle (dem Schubmittelpunkt) in x-Richtung befestigt ist, und in der yz-Ebene nur auf der linken Querschnittsfläche des Balkens befestigt ist (so, dass der Balken sich frei verschieben und vorwölben kann).

In dem angewendeten Modell wurde das Torsionsmoment durch Weg-Steuerung in Schritten gemäß dem Standard-Newton-Raphson-Iterationsverfahren erhöht.

Das numerische Modell verwendet das dreidimensionale isoparametrische Element. Dieses Element hat acht Knoten und wird „Brick Element“ genannt. Der Querschnitt wurde von insgesamt 16 Elementen bedeckt, mit einer Element-Länge von 45 mm.

3.3 FEM-Ergebnisse

Die Bilder 13, 14 und 15 zeigen die experimentellen Kurven und die numerische Abschätzung des Verhaltens der drei Stahlfaser-UHPC-Balken. Es besteht ausgezeichnete Übereinstimmung zwischen den experimentellen Ergebnissen und der numerischen Modellierung.

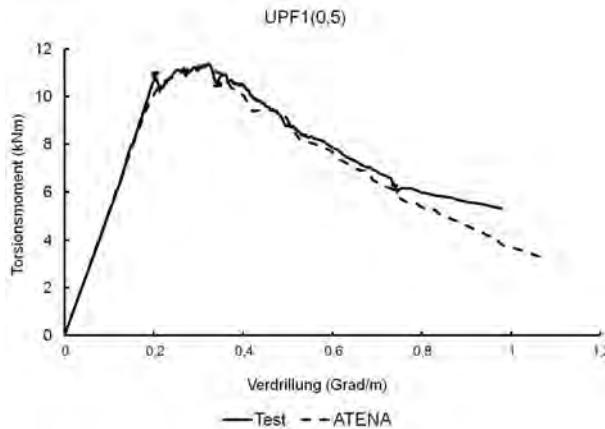


Bild 13: Vergleich zwischen Test und ATENA

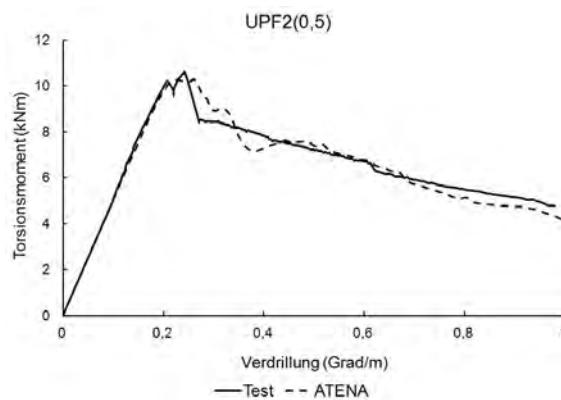


Bild 14: Vergleich zwischen Test und ATENA

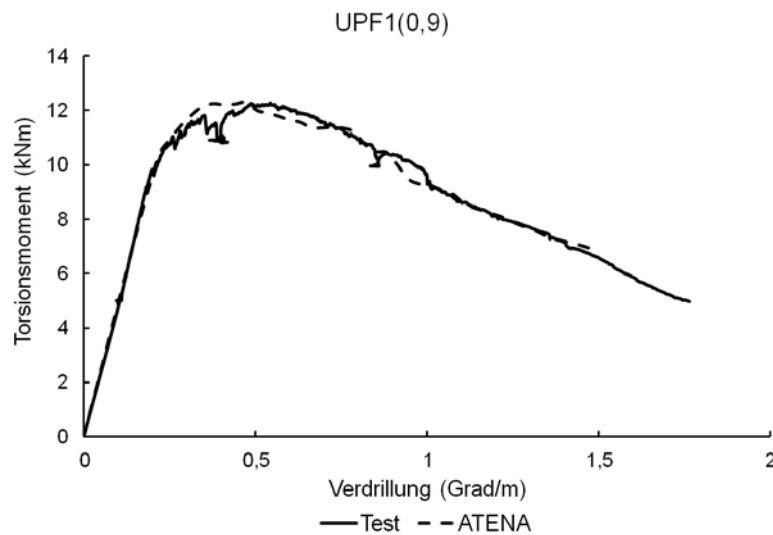


Bild 15: Vergleich zwischen Test und ATENA Ergebnissen

Es sei darauf hingewiesen, dass während der Durchführung der Torsionsversuche an den Stahlfaser-UHPC-Balken, nach Erreichen der Torsionstragfähigkeit, Verdrehung an einer Stelle lokalisiert auftrat und nicht verteilt über die gesamte Länge des Balkens auf. Die Verdrillung im Experiment wurde durch Dividieren der gesamten Verdrehung durch die gesamte verdrillte Länge des Balkens (in diesem Fall 205 cm) berechnet. In ATENA betrug aber die zugrunde gelegte verdrillte Gesamtlänge nur 100 cm aufgrund der kürzeren Balken im numerischen Modell. Deshalb wurde die Verdrehung, die vor und nach Erreichen des maximalen Torsionsmoments in ATENA stattfindet, durch 100 cm und 205 cm jeweils unterteilt, um Konsistenz im Vergleich zwischen den beiden Ergebnissen (Test und ATENA) zu erhalten.

4 Schlussfolgerung

Die Zugabe von Stahlfasern zum unbewehrten UHPC erhöht sowohl das Torsionsrissmoment und Torsionstragfähigkeit der Balken und steigerte die Torsions-Duktilität sowie die Steifigkeit nach Rissbildung der Balken.

Mit steigendem Stahlfaser-Volumenverhältnis in der Mischung erhöht sich auch die durchschnittliche Zahl der Risse pro Meter, aber mit kleineren mittleren Rissbreiten. Die ersten Risse hatten sehr kleine Rissbreiten, beginnend mit etwa 0,01 bis 0,05 mm.

Die Zugabe von Längsbewehrung zu den Stahlfaserbeton-UHPC-Balken mit kleinen Stahlfaser-Volumen erhöht deutlich die Steifigkeit nach Rissbildung sowie die Duktilität der Balken, führte aber nur marginal zu einer Erhöhung der Torsionstragfähigkeit. Der größte Anstieg dieser Faktoren erfolgt nur, wenn beide, sowohl die Längs- als auch die Querbewehrung erhöht wurden.

Die Verteilung und Orientierung der Stahlfasern in der UHPC-Matrix mit kombinierter Längs- und Querbewehrung beeinflussen die mittlere Neigung von Rissen.

Es war möglich, das Verhalten von Stahlfaserbeton-UHPC-Balken unter Torsion numerisch zu modellieren, jedoch sind weitere Untersuchungen erforderlich (und geplant), um den Schub-Retentionsfaktor zu bestimmen.

5 Zusammenfassung

In dieser Arbeit wurden die experimentellen Untersuchungen an zwölf UHPC-Balken mit verschiedenen Kombinationen von Stahlfasern sowie Längs- und Bügelbewehrung unter reiner Torsion dargestellt. Zwei Arten von Stahlfasern mit 17 mm Länge und 0,15 mm Durchmesser mit Volumenverhältnissen von 0,0, 0,5 und 0,9 % wurden verwendet. Die durchschnittliche Druckfestigkeit der UHPC-Normzyylinder betrug ca. 200 MPa.

Die unbewehrten UHPC-Balken zeigten sehr sprödes Verhalten. Dagegen zeigten die mit Stahlfasern bewehrten UHPC-Balken duktile Verhalten. Es hat sich herausgestellt, dass die alleinige Zugabe von Längsbewehrung auf die stahlfaserbewehrten UHPC-Balken die Duktilität weit mehr verbessert als die Zugfestigkeit. Die Stahlfasern mit einem Volumenverhältnis von mehr als 0,9 % zusammen mit der Längsbewehrung führen zu einer wirksamen Last-Übertragung nach der Rissbildung. Nur die Kombination von Längs- und Bügelbewehrung neben Stahlfasern bot eine sehr starke Zunahme sowohl der Torsionstragfähigkeit als auch der Duktilität.

Ein numerisches Modell wurde entwickelt, um das Verhalten von Stahlfaser-UHPC-Balken zu beschreiben. Dafür wurde die Finite-Elemente-Software ATENA verwendet. Die vorläufigen Ergebnisse dieses Modells werden hier vorgestellt.

6 Literatur

- /1/ ATENA Program Documentation. Cervenka Consulting, Prague, Czech Republic. 2012.
- /2/ Curbach, M.; and Speck, K.: Ultra High Performance Concrete under Biaxial Compression. Proc. Second International Symposium on Ultra High Performance Concrete. P. 477-484, Kassel 2008.
- /3/ Fehling, E.; Schmidt, M.; Teichmann, T.; Bunje, K.; Bornemann, R.; and Middendorf, B.: Entwicklung, Dauerhaftigkeit und Berechnung Ultra-Hochfester Betone (UHPC), Research report (DFG FE 497/1-1), Kassel 2005.
- /4/ Fehling, E.; Leutbecher, T.; and Röder, F.-K.: Structural behaviour of normal strength and ultra high strength reinforced concrete with and without fibres under biaxial loading; Recent Developments in Structural Engineering, Mechanics and Computation. P. 557-558, Rotterdam 2007.
- /5/ Fehling, E.; Leutbecher, T.; Röder, F.-K.; and Stürwald, S.: Structural behavior of UHPC under biaxial loading. Proc. Second International Symposium on Ultra High Performance Concrete. P. 569-576, Kassel 2008.
- /6/ Fehling, E.; Stürwald, S.: Zum Tragverhalten von UHPC mit einer Kombination aus Faser- und Stabstahlbewehrung unter Biegebeanspruchung“, Arbeitsbericht zum Forschungsvorhaben Fe 497/4-2. 2009.

- /7/ Fehling, E.; Leutbecher, T.; Stürwald, S.: Structural Behavior of Ultra High Performance Concrete Reinforced with Steel Fibers and Rebars. 3rd fib International Congress – 2010
- /8/ Fehling, E.; and Thiemicke, J.: Shear bearing behavior of ultra high performance concrete (UHPC), fib Symposium, Prague 2011.
- /9/ Fehling, E; Ismail, M.: Experimental Investigations on UHPC structural elements subject to pure torsion. Proc. Third Second International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Kassel 2012.
- /10/ Fehling, E.; Thiemicke, J.: Experimental Investigations on I-Shaped UHPC-Beams with Combined Reinforcement under Shear Load. Proc. Third Second International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Kassel 2012.
- /11/ Grünberg, J.; Lohaus, L.; Ertel, C.; and Wefer, M.: Multi-Axial and Fatigue Behaviour of ultra-high-performance concrete (UHPC). Proc. Second International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Kassel 2008.
- /12/ Harris, D. K.; and Roberts-Wollmann, C. L.: Characterization of Punching Shear Capacity of Thin Ultra-High Performance Concrete Slabs. Proc. Second International Symposium on Ultra High Performance Concrete P. 727- 734, Kassel 2008.
- /13/ Lange, J.: Mess- und Auswertungstechnik zur Riss- und Faserdetektion bei Betonbauteilen Von der Fakultät für Bauingenieurwesen. Dissertation. Technische Hochschule Aachen. 2009.
- /14/ Leutbecher, T.: Rissbildung und Zugtragverhalten von mit Fasern und Stabstahl bewehrtem Ultrahochfesten Beton (UHPC), Dissertation, Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau Heft 9, kassel university press GmbH, Kassel. 2008
- /15/ Menetrey, P.; William, K.J.: Triaxial Failure Criterion for Concrete and Its Generalization, ACI Structural Journal, Vol. 92, No.3, May-June, 1995.
- /16/ Speck, K; Curbach, M.: Mehraxiale Festigkeit von UHPC (Druck-Zug- und Zug Zug-Festigkeit). Vortrag in Zwischenkolloquium SPP1182. Kassel, 2011.
- /17/ Swamy, R.N.; Andriopoulos, A.D.: Contribution of aggregate interlock and dowel forces to the shear resistance of reinforced beams without web reinforcement, ACI-Special Publication SP42, 1974, Vol.I , pp.129-166.

Mohammed Ismail

Doktorand
Universität Kassel
Institut für Konstruktiven Ingenieurbau
Kurt-Wolters-Straße 3
D-34109 Kassel
mohammedismael@gmail.com

Forschungsschwerpunkt:
- UHPC unter Torsion



Analytical Model for Steel Fiber Reinforced UHPC Beams Subjected to Torsion

Mohammed Ismail, Ekkehard Fehling

1 Introduction

Torsion forms one of the basic structural actions in reinforced concrete structures. It develops when the line of action of the shearing force does not pass through the shear centre of the structural element. Due to its high tensile and compressive strengths, UHPC allows the construction of more complex architectural shapes than it has been used to be done using normal and high strength concretes. These complex shapes usually induce torsional loads to the supporting structural system.

Ultra High Performance Concrete (UHPC) could have a compressive strength of more than 200 MPa and a tensile strength of 8 -15 MPa according to its mix-proportions and steel fiber content. It has been proven that the material is brittle in compression and tension. Steel fibers are usually added to the UHPC mix to introduce ductility.

Analytical models for the prediction of the ultimate torsional moment of three categories of UHPC beams will be presented here.

2 Experimental Program

A fine-grained UHPC mix (M3Q) was used. This mix was developed at the University of Kassel and was used as the reference mix in the priority program (Sustainable construction with UHPC, SPP1182) of the German Research Foundation (Deutsche Forschungsgemeinschaft DFG). The average cylinder compressive strength was about 205 MPa and the average modulus of elasticity was about 48,000 MPa. The reinforcing steel used was of the type BSt 500 S with yield strength of 570 MPa and an ultimate strength of 630 MPa. Two types of steel fibers (F1 and F2) having tensile strength of 2,500 MPa and the same dimensions, but different bond properties were used. The fiber length and diameter were 17mm and 0.15mm respectively.

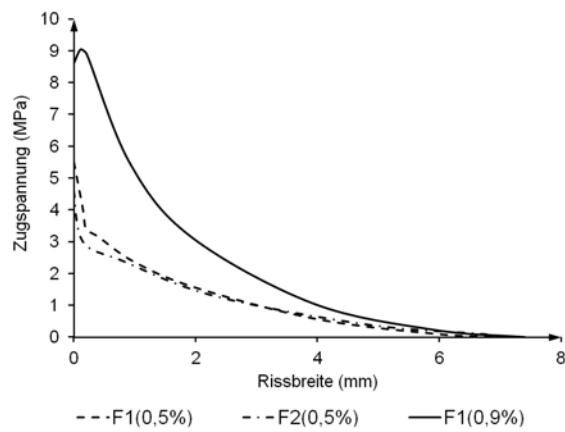


Fig. 1: Average axial tensile tests of notched prisms for fibers F1 and F2

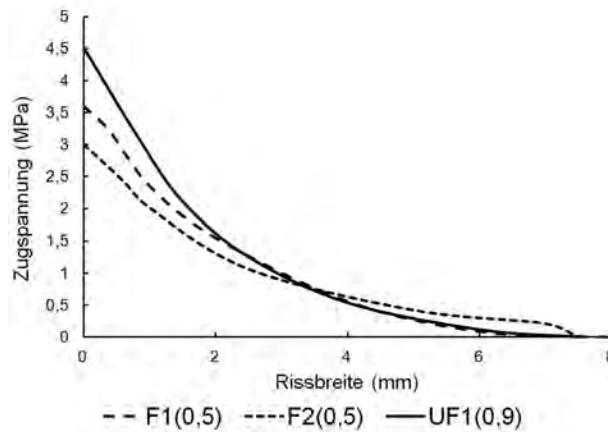


Fig. 2: Stress-crackwidth of the steel fiber UHPC beams according to optical analysis

In order to distinguish between the behavior of the steel fibers in the hardened UHPC, axial tensile tests on notched UHPC prisms according to /8/ having steel fiber volumetric ratios of 0.5 % and 0.9 % have been conducted. Figure 1 shows the average stress-crack width diagrams for these tests. However, the distribution and orientation of the steel fibers in the small size prisms may not agree with that in the actual test beams. In order to capture the actual distribution of the steel fibers in the test beams, an optical steel fiber analysis of the tested beams according to /7/ at the failure surfaces was conducted. According to this analysis, the UHPC mixes with steel fibers F1(0.5) F2(0.5) and F1(0.9) showed effective fiber content at the failure surface of 0.26, 0.27 and 0.41 %. The estimated fiber

efficiency at the failure surfaces corresponds then to 3.6, 3 and 4.6 MPa respectively as shown in Figure 2.

Twelve UHPC beams with different combinations of steel fibers and traditional reinforcement were experimentally investigated under pure torsion. The beams had square cross section and dimensions of (18 cm x 18 cm x 240 cm) as shown in Figure 3. The tested part of the beams had a length of 170 cm except for the two beams UL(1.4)T(1.96)F1(0.5) and UL(2.48)T(2.94)F1(0.5) where it was reduced to a length of 95 cm because of the limited deformation capability of the test setup. Reinforcement details for cross section A-A for different beams are shown in table 1. Details about casting and treatment of the beams, the test setup and the test procedure, the test results and conclusions can be found in /6/.

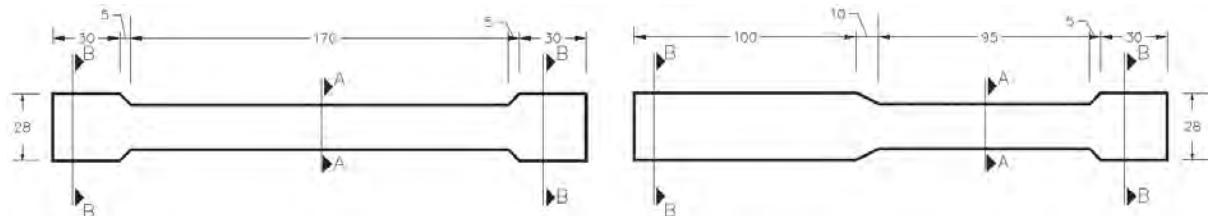


Fig. 3: The original test beam (left), the modified test beam (right) (dimensions are in cm)

Table 1: Experimental program

Group	Beam No.	Steel Fiber Vol. %	Longitudinal Reinforcement, $\rho_L\%$	Transverse Reinforcement, $\rho_T\%$	Beam Code	Cross Section (A-A)
1	2	-	-	-	UP	
2	2	0.5	-	-	UPF1(0.5), UPF2(0.5)	
	1	0.9	-	-	UPF1(0.9)	
3	1	0.5	4 Ø 12 mm, 1.4	-	UL(1.4)F2(0.5)	
	1	0.5	4 Ø 16 mm, 2.48	-	UL(2.48)F1(0.5)	
	1	0.9	4 Ø 16 mm, 2.48	-	UL(2.48)F1(0.9)	
4	1	0.5	4 Ø 12 mm, 1.4	-	UL(1.4)F1(0.5)m	
5	1	0.5	4 Ø 12 mm, 1.4	Ø8mm@45mm, 1.96	UL(1.4)T(1.96)F1(0.5)	
	1	0.5	4 Ø 16 mm, 2.48	Ø8mm@45mm, 1.96	UL(2.48)T(1.96)F1(0.5)	
	1	0.5	4 Ø 16 mm, 2.48	Ø8mm@30mm, 2.94	UL(2.48)T(2.94)F1(0.5)	

Legende: U = UHPC, P = unbewehrter Beton, L = Längsbewehrung, T = Querbewehrung, F1, F2 = Stahlfasertypen, m = Längsbewehrung in der Mitte der Querschnitte Ränder, () = volumetrisches Verhältnis in %.

3 Modeling the UHPC Beams under Torsion

Unlike the design for axial load and bending moment which is almost the same for different codes of practice in different countries, the design for torsion differs from one code to another. In many situations wide gaps may exist between the results of different codes. This requires the development of simple and rational models to describe the behavior of this material when subjected to torsion.

A numerical model to estimate the ultimate moment capacity of steel fiber UHPC beams using ATENA nonlinear finite element software was developed by the authors and presented in /5/. Excellent agreement between the tests and model results has been obtained.

In this article, an analytical model for the prediction of the ultimate torsional moment for steel fiber reinforced UHPC beams subject to torsion will be presented.

3.1 The Analytical model

An analytical model based on the well known thin-walled tube analogy is developed to estimate the torsional moment capacity of steel fiber reinforced UHPC beams. This analogy considers that after cracking, the torsional resistance exists mainly at the outer shell of the cross section, with a specific wall depth (t_{eff}). Before describing the model and its resistance mechanism, an important aspect about the development of shear cracks will be reviewed.

At the onset of cracking, the shear cracks develop perpendicular to the principal tensile stress direction. Afterwards, the cracks generally do not open perpendicular to their direction, as can be seen in Figure 4. This is because the reinforced concrete before cracking is considered as isotropic material as the reinforcement practically does not take part in torsion resistance before cracking. After cracking, the matter is different, the reinforced concrete is no longer isotropic and the influence of the reinforcement increases gradually which affects the load bearing behavior of the reinforced concrete. This induces shear stresses parallel to the crack direction, as a result; the cracks can transmit shear forces parallel to their direction /9/. In reinforced concrete, the resisting components are the dowel action and the aggregate interlock. In the plain fine aggregate UHPC, the aggregate interlock can be assumed to be of minor influence, so that we are left with the shearing resistance of the steel fibers.

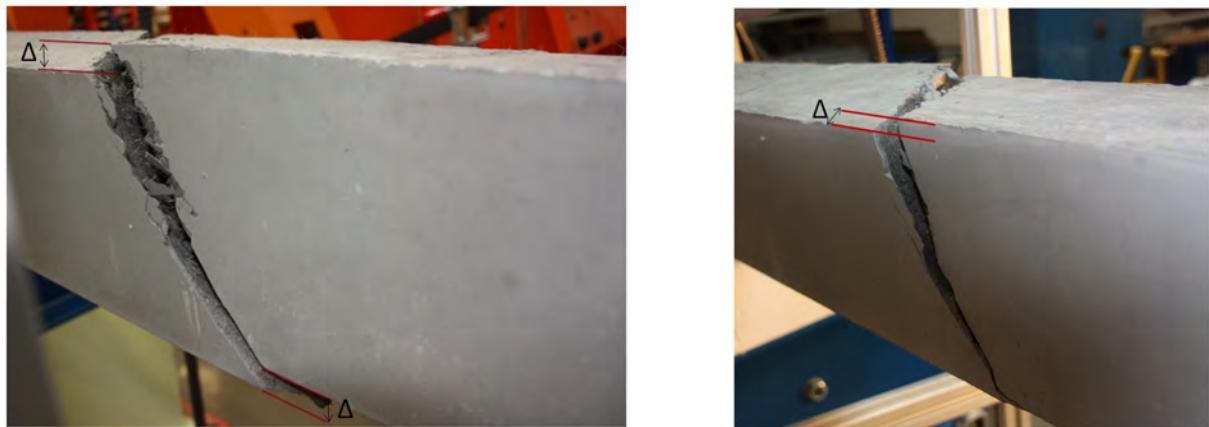


Fig. 4: Deformation parallel to the crack direction

3.2 The Model Resistance Mechanism

A steel fiber UHPC beam subjected to torsion is idealized as a thin-walled tube of dimensions $b \times h$, with a constant shear stress τ along the perimeter of the cross section as shown in Figure 5.

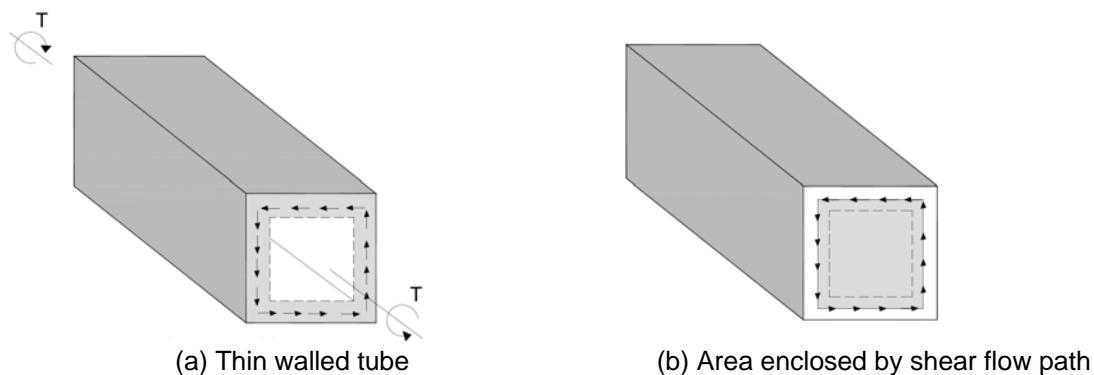


Fig. 5: (a) Thin-walled tube, (b) Area enclosed by shear flow path

The tube has a constant wall thickness (t_{eff}) and a constant shear stress (τ) which results in a constant shear flow (q) which runs around the centerline of the tube walls, where :

$$q = t_{eff} \cdot \tau \quad (1)$$

Where the line of action of the shear flow encloses a gross area of A_k :

$$A_k = X_o \cdot Y_o = (b - t_{eff}) \times (h - t_{eff}) \quad (2)$$

Where:

$$X_o = b - t_{eff} \quad (3)$$

$$Y_o = h - t_{eff} \quad (4)$$

Figure 6 shows the shear forces V_1 to V_4 induced in the walls of the tube due to torsion. Once the beam has cracked in torsion, its torsional resistance is provided primarily by the tensile and shear stresses in the steel fibers along the cracked walls of the tube. Figure 7 shows the resolution of the shear force V_1 into tensile (F_{ft}) and shear (F_{fs}) forces in the steel fiber concrete wall perpendicular and parallel to the crack direction.

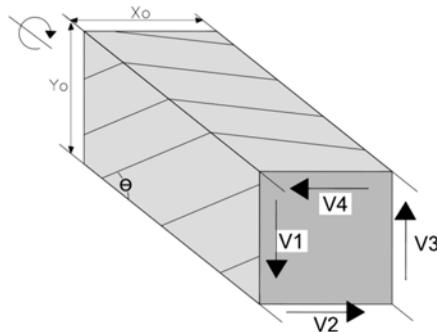


Fig. 6: Shear forces in the tube walls due to torsion

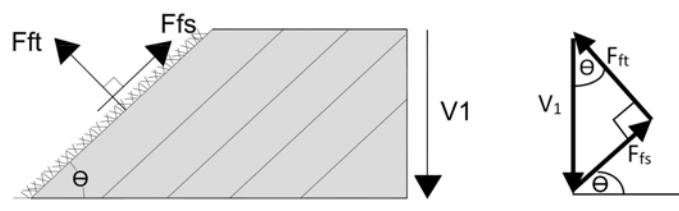


Fig. 7: (Left) Resolution of the shear force, V_1 (Right) Force equilibrium triangle

3.3 Derivation of Torsional Nominal Strength Formula

According to Bredt's Theory, at any point along the perimeter of the tube the shear stress can be written as:

$$\tau = \frac{T}{2A_k \times t_{eff}} \quad (5)$$

And the shear flow as:

$$q = \frac{T}{2A_k} \times Y_o \quad (6)$$

And the shear force V_1 in the wall, shown in Figure 4 (a) as:

$$V_1 = \frac{T}{2A_k} \times Y_o \quad (7)$$

Or, the ultimate torsional moment has the value of:

$$T = \frac{V_1}{Y_o} \times 2A_k \quad (8)$$

From the force equilibrium diagram in figure 4(b), one can solve for V_1 as follows:

$$V_1 = \frac{F_{ft}}{\cos\theta} \quad (9)$$

Both the tensile and shearing forces are acting on an inclined cross sectional area of:

$$A_w = t_{eff} \times \frac{h-t_{eff}}{\sin\theta} \quad (10)$$

The tensile force (F_{ft}) corresponding to the fiber efficiency (σ_{cfo}) can be calculated as:

$$F_{ft} = \sigma_{cfo} \times A_w \quad (11)$$

From Equation no. (9), and (11), one can write:

$$V_1 = \frac{\sigma_{cfo} \times A_w}{\cos\theta} \quad (12)$$

From Equations (2), (3), (4), (8) and (12), the nominal torsional strength T_n can be rewritten as:

$$T_n = \frac{\sigma_{cfo} \times A_w}{\cos\theta \times (h - t_{eff})} \times 2A_k \quad (13)$$

The Eurocode EC2 /4/, the Model Code 90 /2/ as well as the German Building Code /3/ include no definition for the thin-walled tube thickness in the case that the beam is not reinforced. On the other hand, they define the wall thickness for reinforced concrete beams as not less than twice the distance between the external face and the line joining the axes of the longitudinal reinforcement. As a first approximation, the first two codes allow the t_{eff} to be calculated as:

$$t_{eff} = \frac{A_{cp}}{P_{cp}} \quad (14)$$

For the calculation of the cracking torsion T_{cr} , the ACI Building Code (ACI 318-08) /1/ defines the effective wall thickness of the tube as:

$$t_{eff} = \frac{0.75 \times A_{cp}}{P_{cp}} \quad (15)$$

where A_{cp} and P_{cp} are the total area and perimeter of the beam cross section. A comparison between the estimations of the ultimate torsion of the steel fiber UHPC beams using Equations (14) and (15) is shown in Table 2. Using the definition of the wall thickness in equation (14) results in overestimation of the ultimate torsional capacity in all cases, whereas equation (15) results in better agreement between the model and test results. It should be noted that the average angle of inclination of the cracks (θ) was taken from the test results found in /6/.

Table 2: Comparison between the model and the test results (steel fibers only)

Beam	σ_{cfo} (MPa)	Inclination of cracks (θ) (deg)	T_{ut} (test) (kNm)	T_{n1} (Eqn14) (kNm)	T_{n2} (Eqn15) (kNm)	T_{n1}/T_{ut}	T_{n2}/T_{ut}
UPF1(0.5)	3.60	47	11.36	11.84	10.42	1.04	0.92
UPF2(0.5)	3.00	44	8.62	9.85	8.68	1.14	1.01
UPF1(0.9)	4.60	47	12.24	15.13	13.32	1.24	1.09

4 Analytical Model for UHPC Beams with Steel Fibers and Longitudinal Reinforcement subjected to Torsion

To calculate the torsional strength of UHPC beams with steel fibers and longitudinal reinforcement, the only change that will be made here is to use the definition of the Eurocode regarding the effective thickness of the tube wall (t_{eff}) for reinforced concrete elements, as shown in Figure 8.

where:

$$t_{eff} = 2 \left(S_c + d_t + \frac{d_s}{2} \right) \quad (16)$$

S_c = concrete cover

d_t = diameter of transverse reinforcement

d_s = diameter of longitudinal reinforcement

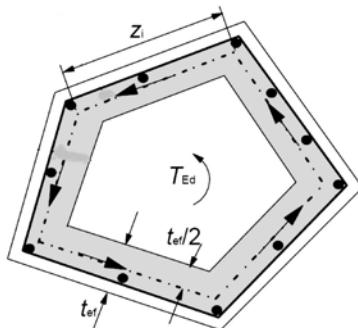


Fig. 8: Definition of the centerline of the shear flow zone according to Euro code

For this group of beams, the angle of inclination of the cracks (θ) during the tests was documented at three deformation stages (angles of twist), but unfortunately not at failure. The angle (θ) at failure was calculated assuming linear extrapolation between the last two documented angles. Table 3 shows good agreement between the model and test results.

Table 3: Comparison between model and test results (steel fiber + long. reinforcement)

Beam	σ_{cfo} (MPa)	Inclination of cracks (θ) (deg)	T_{ut} (test) (kNm)	T_n (model) (kNm)	T_n/T_{ut}
UL(1.4)F2(0.5)	3.0	45	12.40	10.36	0.84
U(1.4)F1(0.5)m	3.6	49	12.23	12.55	1.03
UL(2.48)F1(0.5)	3.6	44	13.40	12.44	0.93
UL(2.48)F1(0.9)	4.6	41	17.40	16.04	0.92

5 Analytical Model for UHPC Beams with steel fibers, longitudinal and transverse reinforcement subject to Torsion

The assumption here is that the nominal torsional capacity of the beam is composed of two parts, the first is the contribution of the steel fiber (T_f) as calculated in paragraph 3.2, and the second is the contribution of the space truss model (T_t) as found in the German Building Code (DIN-1045-1/2008) for reinforced concrete. Table 4 shows a very good agreement between the model and test results.

$$T_n = T_f + T_t \quad (17)$$

Table 4: Comparison between the model and the test results (steel fiber, longitudinal and transverse reinforcement)

Beam	T_f (kNm)	T_t (DIN) (kNm)	T_n (model) (kNm)	T_{ut} (test) (kNm)	T_n/T_{ut}
UL(1.4)T(1.96)F1(0.5)	10.42	15.73	26.15	26.72	0.98
UL(2.48)T(1.96)F1(0.5)	10.42	19.43	29.85	31.20	0.96
UL(2.48)T(2.94)F1(0.5)	10.42	24.85	35.27	32.00	1.10

6 Literatur

- /1/ ACI 318-08: Building Code Requirements for structural concrete (ACI 318-08) and commentary (ACI 318R-08). 1st Printing, January 2008, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA.
- /2/ Comite euro-international du beton: CEB-FIP Model-Code 1990. Design Code. Bulletin d'information No. 213/214, Lausanne 1991.
- /3/ DIN 1045-1: 2008-08: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, August 2008, Berlin, Beuth Verlag.
- /4/ DIN EN 1992-1-1: 2004-12: Eurocode 2 (Deutsche Fassung 10/2005): Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregel und Regeln für den Hochbau. Berlin, Beuth Verlag.
- /5/ Ismail, M; Fehling, E.: Experimentelle und Numerische Untersuchungen von bewehrten UHPC-Bauteilen unter reiner Torsion. 53. Forschungskolloquium des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton. Kassel 9.-10. Oktober 2012.
- /6/ Fehling, E; Ismail, M.: Experimental Investigations on UHPC Structural Elements Subject to Pure Torsion. Proc. Third International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Kassel 2012.
- /7/ Lange, J.: Mess- und Auswertungstechnik zur Riss- und Faserdetektion bei Betonbauteilen Von der Fakultät für Bauingenieurwesen. Dissertation. Technische Hochschule Aachen. 2009.
- /8/ Leutbecher, T.: Rissbildung und Zugtragverhalten von mit Fasern und Stabstahl bewehrtem Ultrahochfesten Beton (UHPC), Dissertation, Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau Heft 9, kassel university press GmbH, Kassel. 2008.
- /9/ Walraven, J. C.: Aggregate interlock - A Theoretical and Experimental Analysis. Doctoral Thesis, Delft University of Technology, 1980.

Mohammed Ismail

Doktorand, M. Sc.
 Universität Kassel
 Institut für Konstruktiven Ingenieurbau
 Kurt-Wolters-Straße 3
 D-34109 Kassel
 mohammedismael@gmail.com



Forschungsschwerpunkt:
 - UHPC unter Torsion

Punching Shear Behavior of UHPC Flat Slabs

Hussein Al-Quraishi, Ekkehard Fehling

1 Introduction

Flat slabs exhibit high stresses at the slab-column connection and most likely fail due to punching shear rather than flexural failure especially when a high reinforcement ratio is used. Punching shear failure is characterized by crushing of concrete in the column periphery before the steel reinforcement reaches the yield strain. This type of failure is not desired for structural engineering systems, due to brittle behavior of concrete. In this study, the behavior of UHPC slabs under punching load was investigated through experimental work. Focus of this investigation is on the interior slab-column connection.

2 Experimental Program

The experimental work in this study was conducted in the Structural and Materials Laboratories - Institute of Structural Engineering at the University of Kassel. The design of the experimental work can be described as follows:

A total of seven slabs were investigated: six UHPC slabs and one normal strength concrete slab. The influence of steel fiber content on the shear strength was studied on three slabs (G1Ufib0, G1Ufib0.5 and G1Ufib1.1). The concrete compressive strength was studied on two slabs (G1Ufib0 and G2Nfc40). The effect of tension reinforcement ratio was studied on two slabs (G1Ufib0.5 and G3Uq1%). The size effect was investigated by comparison of two slabs (G1Ufib0.5 and G4Ut55), and finally the influence of the yield stress of tension reinforcement was studied on two slabs (G1Ufib0.5 and G5Ufy560). The characteristics of the tested slabs are summarized in Table 1.

2.1 Concrete Properties

Two types of concretes were used, UHPC and normal strength concrete (NSC). Standard concrete cylinders having a diameter of 100 mm and a length of 200 mm were used to identify the concrete compression strength (f_c) and the modulus of elasticity (E_c). Direct tensile tests on notched prisms having dimensions of 160 x 40 x 40 mm were used to determine the fiber efficiency of the steel fiber UHPC. At least three tests in compression and nine tests in tension for each slab specimen were conducted in order to obtain the mean value of these material properties. The compression and tension tests were conducted for a variety of fibers content namely: 0 %, 0.5 % and 1.1 %. The test results are summarized in Table 1.

Table 1: Details of tested slabs

Slab	Concrete type	f_c (MPa)	Tension reinforcement		Thickness, t (mm)	Fiber content %	f_y (MPa)	E_c (MPa)	σ_{cfo} (MPa)
			Diameter (mm)	ϱ (%)					
G1Ufib0	UHPC	198.5	10.5	2.0	100	0	1320	49024	-
G1Ufib0.5	UHPC	198.9	10.5	2.0	100	0.5	1320	51810	3.9
G1Ufib1.1	UHPC	208.2	10.5	2.0	100	1.1	1320	52443	6.45
G2Nfc40	NSC	40.3	10	2.0	100	0	562	27537	-
G3Uq1%	UHPC	198.9	10.5	1.0	100	0.5	1320	51720	3.85
G4Ut55	UHPC	199.2	8	2.0	55	0.5	1570	51633	4.0
G5Ufy560	UHPC	198.2	10	2.0	100	0.5	562	51521	3.83

In Table 1, each specimen is identified by acronym whereas: G1, G2, G3, G4 and G5 indicate the variables' groups, U indicates UHPC, N means normal strength concrete, fib means fiber content, fc40 means concrete compressive strength of 40 MPa, q1% means tension reinforcement ratio of 1%, t55 indicates slab thickness

of 55 mm, and finally f_y560 means yield stress of tension reinforcement of about 560 MPa. Here, also f_c means concrete compressive strength, σ_{cfo} is the fiber efficiency of the steel fiber UHPC, and ϱ is the reinforcement ratio.

2.2 Prototype and Scaled Model

In this study, several tests on concrete slabs subjected to centrally concentrated load have been carried out. All slabs had an octagonal shape with 550 mm long sides. The stub column has a cross section of 100 x 100 mm and a height of 100 mm. The slabs were simply supported along four edges. A specimen with these dimensions represents a model scale of about 50 %, to the negative bending moment region around the interior supporting column of a flat floor slab with 5 m span in both directions. At this, the points of contraflexure are assumed to be 0.211 times the span apart from the supports. The service gravity load included 4.6 kN/m² slab self-weight, 1 kN/m² additional dead load regards on floor finishing and partitioning walls, and 3.5 kN/m² superimposed live load.

2.3 Mold and Standing Frame

Molds used for casting the octagonal slab specimens consisted of smooth 20 mm thickness plywood. The clear dimensions of the mold in X-Y direction were 1100 x1100 x100 mm. Plywood was also used for the formwork of the square column as can be seen in Figure 1.

The supporting frame consists of four pieces of normal strength concrete (150 x 550 x 1000) mm connected with four pieces of U120 x 55 channels welded together. The actual shape and details of the supporting frame are shown in Figure 2.

2.4 Test Setup

The tests were carried out using hydraulic jacks of 6,300 kN in the laboratory at the Institute of Structural Engineering at Kassel University. The slabs were simply supported with edges free to rise. Rubber plates were provided under the slab where necessary to ensure uniform contact along the supports and to avoid splitting of the concrete edges.

The top surface of the column for all slabs has been filled with EuroGrout 01 material one day before testing to make the column's surface flat and to avoid non uniform stress distribution.

Two cameras were used for all tests, the first at the top side (compression area) near the column and the second at the bottom side (tension area), to monitor the development of crack pattern. Both cameras took one photo every 20 seconds. The slabs were tested in an inverted position, as shown in Figure 3.

2.5 Measurements

The applied load was measured using an accurately calibrated load cell. The vertical displacement of the specimens was measured at 12 points as shown in Figure 4 using linear variable displacement transducers (LVDT). The LVDTs 1 to 4 were used to measure the vertical displacement at the center of the slabs. The LVDTs 5 to 8 were used to calculate the deflection at 100 mm from the face of the column and 9 to 12 indicate the uplift vertical displacement at the edges of the slabs. Load, displacement, and crack pattern at the top and bottom sides were recorded.

2.6 Testing Procedure

Before testing, the supports, applied load and LVTDs were adjusted and checked. The vertical load was applied to the column by displacement control of 0.01mm/sec.

In all tests, loading was continued beyond the peak load to obtain the descending part of the load-deflection curve and to clearly see the whole critical punching shear cone. Cylinder compressive tests and prisms tension tests were carried out on the same day as the corresponding slab test. As the punching cone was completed, the load was removed to allow taking more photographs of the final cracks and failure patterns. The Time spent in testing one specimen was about 55 to 75 minutes.

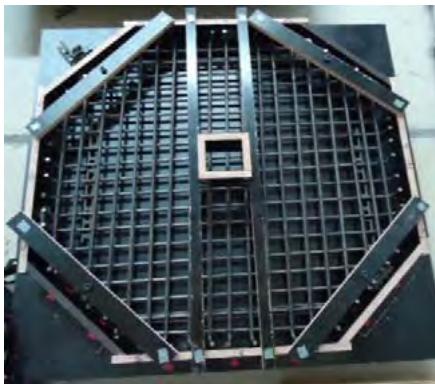


Fig. 1: Typical mold with reinforcement



Fig. 2: Supporting Frame



Fig. 3: Test setup

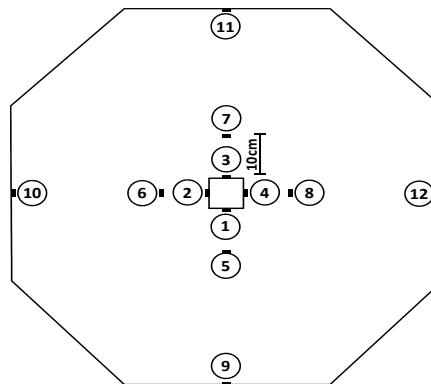


Fig. 4: Locations of LVTDs Test Results

2.7 Load-Deformation Behavior

The load-deflection curves as calculated from the measured data are shown in Figure 5 for all tested specimens.

Figure 5 indicates that the type of failure is caused mainly by brittle cracking and not by a plastic mechanism. However, after reaching the peak load a residual load bearing capacity can be observed, which differs in magnitude between the different test specimens.

The load and deflection characteristics can be seen in details in Table 2. For all tested slabs, the load-deflection behavior in the ascending branch can be characterized by three load stages namely first crack load, service load, and ultimate load.

The ultimate punching load ranges from 123.98 kN for the UHPC slab with 55 mm thickness (G4Ut55) to 384.5 kN for the UHPC slab with 1.1 % fibers content (G1Ufib1.1). The deflection at maximum load has a band width ranging from 4.9 mm for slab G1Ufib0 to 29.68 mm for slab G4Ut55.

The post ultimate load behavior is a very important part of the load-deflection curve of UHPC slabs as there is a big difference to post ultimate load behavior of normal strength concrete. As illustrated in Figure 6, the load bearing behavior has three stages:

First, the drop within the load-deflection curve after reaching the peak load and the occurrence of punching is rather abrupt for all slabs except the UHPC slab with 55 mm thickness (G4Ut55). This slender slab shows only gradual drop of the load-deflection curve which means that this slab exhibits a more flexural behavior before the punching shear failure.

Second, after the drop of the load-deflection curve, the resistance mechanism due to the fibers starts. Since slabs G2Nfc40 and G1Ufib0 did not have fibers, this means these slabs did not experience this stage.

Third, after finishing the stage of fibers resistance, the stage of tension steel reinforcement resistance to applied load according to membrane action starts. This stage starts early for slabs G2Nfc40 and G1Ufib0 due to the absence of steel fibers.

Table 2: Load and deflection characteristics of the tested slabs

Slab	G1Ufib0	G1Ufib0.5	G1Ufib1.1	G4Ut55	G3Uq1%	G2Nfc40	G5Ufy560
Service load (kN)	118.3	118.3	118.3	91	118.3	118.3	118.3
Service load deflection (mm)	2.5	1.95	1.93	18.52	3.4	4.10	2.1
First crack load (kN)	64.7	79.38	168.08	26.20	56.4	40.32	78.12
First crack deflection (mm)	1.3	1.35	2.9	4.2	1.54	1.25	1.2
Ultimate load (kN)	210.67	268.6	384.5	123.98	247.96	169.34	319.78
Ultimate load deflection (mm)	4.90	4.95	6.5	29.68	8.49	6.67	6.5

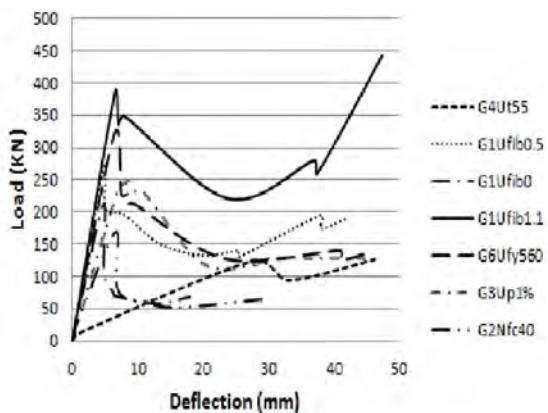


Fig. 5: load-deflection curve of tested slabs

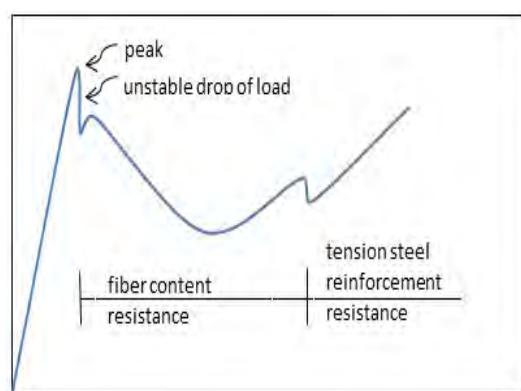


Fig. 6: Stages of load bearing behavior of tested slabs

2.8 First Flexural and Shear Crack Loads

The ratio of the first flexural cracking load and the critical shear cracking load to the maximum load for each slab are presented in Table 3.

As expected for UHPC, increasing the fiber content increases the load at which first cracking appears. Also when decreasing the thickness or the reinforcement ratio, the slab shows more flexural behavior and the first flexural crack starts at an earlier stage. When normal yield stress reinforcement was used, the slab shows more flexural behavior in comparison with the high strength steel bars. So, the decision to use high strength steel bars in this study to get pure punching shear type of failure could be justified. It is important to mention that the first crack load of UHPC with 1.1 % steel fiber is four times higher than for the NSC slab. This can be attributed to the improved mechanical properties of UHPC.

The UHPC slab with 1.1 % fiber content (G1Ufib1.1) shows the maximum ratio of first flexural cracking load to maximum load which is about (43.7 %), while the NSC (G2Nfc40) shows a ratio of 23.8 % only. The thin UHPC slab with 55 mm thickness (G4Ut55) shows the minimum ratio of 21 %.

It is interesting to note that the ratio of critical shear crack load to the maximum load of NSC slab is 71.7% whereas for UHPC slab with 1.1% fibers content it is 86.3%.

Table 3: Ratio of flexural and shear crack load to the maximum load for tested slabs

Slab	Ratio of flexural first crack load to the maximum load	Ratio of critical shear crack load to the maximum load	Maximum load (kN)
G1Ufib0	30.7%	-	210.6
G1Ufib0.5	29.5%	81.5%	268.6
G1Ufib1.1	43.7%	86.3%	384.5
G2Nfc40	23.8%	71.7%	169.3
G3Ug1%	22.7%	74.4%	247.9
G4Ut55	21.1%	73.3%	123.9
G5Ufy560	24.4%	65.3%	319.7

3 Comparisons of Test Results

3.1 Fibers Content Effects

With regard to fiber content effect, three slabs of UHPC were considered, having the same dimensions, compressive strength and reinforcement ratio. The only variable was fibers content, whereas the first slab G1Ufib0 had 0 % fiber content, the second slab G1Ufib0.5 had 0.5 %, while the third slab G1Ufib1.1 had 1.1 % fiber content.

In comparison to the UHPC specimen without fibers, the deflection of the UHPC slab at service load decreases by 22.8 % when 1.1 % fibers were added. The load that caused the first crack in the tension area increased by 22.6 % and by 159.7 % when the fibers content increased from 0 % to 0.5 % and to 1.1 % respectively. The punching load increased by 27.5 % and 82.5 % when the fibers content was raised from 0 % to 0.5 % and to 1.1 % respectively.

The addition of fibers leads to a decrease of deformations at all stages of loading, particularly after initial cracking, and enhances the maximum load carried by slab-column connection. Fibers not only delay the deformations of diagonal cracking within the slab, but also transfer the brittle type punching shear failure to a gradual and ductile shear failure /5/. Fibers also produce substantial improvements in the post peak loading behavior of reinforced concrete slabs with a significant enhancement of ductility and energy absorption.

3.2 Compressive Strength Effect

As already pointed out the effect of compressive strength could be studied by comparing the UHPC slab G1Ufib0 ($f_c=198.5$ MPa) with the NSC slab G2Nfc40 ($f_c= 40.3$ MPa). All other parameters were kept constant. The load and deflection characteristics are described in Table 2.

At service load stage, the deflection decreased by 39 % when using UHPC instead of NSC. Furthermore, using UHPC in slab-column connection delays the appearance of the first crack and increases the first crack load by 60.4 %. Increasing of punching load was expected when using UHPC instead of NSC. The amount of increase was 24.4 %.

3.3 Reinforcement Ratio Effect

As for NSC, increasing the reinforcement ratio in UHPC increases the stiffness and decreases the deformations. In service load stage, increasing the reinforcement ratio from 1 % to 2 % reduces the deflection by 42.6 %, delays the appearance of first crack, and increases the first crack load by 40.7 %. The punching load was 8.3 % higher. However, the contribution of the reinforcement ratio to the punching shear strength of UHPC was expected to be higher than this value. Probably the reason is that the high strength steel bars used for constructing both specimens did not have a pronounced rib deformation pattern.

3.4 Size Effect

In this variable two UHPC slabs were considered. The first slab (G4Ut55) with a thickness of 55 mm, and the second slab (G1Ufib0.5) with a thickness of 100 mm, while all other variables of compressive strength, fiber content and reinforcement ratio were constant. The load and deflection characteristics can be seen in Table 2. The increase of thickness from 55 to 100 mm decreases the deflection by 89.4 % at service load stage, delays the appearance of first crack, increases the first crack load by 202 %, and increases the punching load by 116.6 %.

3.5 Yield Stress Effect

The effect of yield stress can be identified by comparing slab G5Ufy560 reinforced with rebars with yield stress of 562 MPa, to slab G1Ufib0.5 reinforced with high strength steel bars with an elastic limit of 1320 MPa.

It should be mentioned here that the UHPC slab with normal strength steel bars has higher punching load (319.78 KN) in comparison with the high strength bars (268.6 KN). This may be attributed to the effect of soft bond between the high strength steel bar and the concrete. The non-dimensional rib area of the normal steel bars is approximately 2.25 times of high strength steel bars.

4 Modes of Failure

Except slab G1Ufib0 (UHPC without steel fibers), all the slabs failed in punching shear as Figure 7 shows. The failure of all tested slabs started with flexural cracking located around the edges of the column in tension area at load indicated in Table 2. These cracks were distributed in radial and tangential direction until distances more than half the diameter of the cracked area. By increasing the imposed displacement incrementally, the flexural cracks increased in their width and moved toward the support till the critical shear cracks formed at a load according to Table 3. Then the critical shear cracks spread further to form the final shape of the punching shear cone.

For the UHPC slab without steel fibers (G1Ufib0), the failure started with increasing the width of cracks near supports in four sides, then from this area all the concrete cover fell down when the displacement increased. This type of failure is not punching shear but splitting of concrete cover mode due to brittleness of UHPC without fibers, see Figure 7.

Interestingly, the tension surface of slabs G1Ufib1.1 and G5Ufy560 show a trapezoidal deformation scheme when looking at a radial section through the plate. In order to study this finding in more detail a cut was made in the slab G5Ufy560 along the line A-A shown in Figure 8. Not only the punching cone between shear cracks 2 and 3 can be seen, but also a secondary bending type mechanism with flexural hinges of the outermost part of the tension zone between the points 1 and 2 as well as 3 and 4.

For slab G2Nfc40 critical shear crack could not be recognized by naked eyes. For the UHPC slab with 1 % reinforcement ratio (G3Ug1%), the diameter of the punching shear cone is larger than the other slabs. This is due to early yielding of tension reinforcement that shifted the punching cone far away from center of the slab.

When the slab reaches the peak load, the compression zone of the slab in the vicinity of the column will be subject to high radial and tangential stresses. Then, plastic hinges will be formed with a big abrupt in the load-deflection curve. Consequently, cracks appear around the edges of the column in compression area, and column stub starts to deflect downward. There is a resistance of tension reinforcement to column by membrane action, so the reinforcement starts to yield in the area around the column, and the final shape of the critical punching cone will be formed. Figure 9 shows cracks that were formed around the column stub after the plastic hinges took place.



Fig. 7: Tested slabs Modes of failure



Fig. 8: Section A-A in slab G5Ufy560

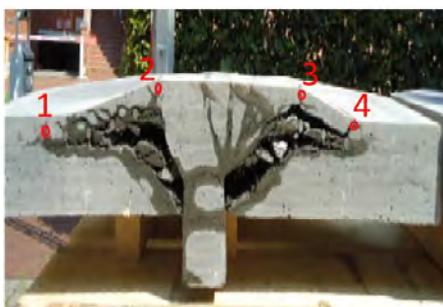


Fig. 9: Cracks after plastic hinges

5 Summary

In this paper, the behavior of UHPC slabs under punching load has been investigated, with a summary of results as below.

- All slabs failed in punching shear, except the UHPC slab with 0 % fiber content (G1Ufib0) which showed a splitting cover mode of failure.
- Addition of steel fibers decreases the deformations at all stages of loading, particularly after initial cracking, and enhances maximum load.
- The use of UHPC with 0 % fibers content, instead of NSC, decreases the deflection by 39 % in service load stage, delays the appearance of first cracking, and increases the first crack load by 60.4 %. The increase in punching load was 24.4 % for 0.5 % fiber contents and 127 % for 1.1 % fibers content respectively.
- As for NSC, increasing the reinforcement ratio for UHPC decreases the deformations of slab. In service load stage, increasing the reinforcement ratio of UHPC slabs from 1 % to 2 % reduces the deflection by 42.6 %, delays appearance of first crack, and increases the first crack load by 40.7 % and the punching load by 8.3 % respectively.

- Increasing the thickness of UHPC slabs from 55 to 100 mm, the deflection decreased by 89.4 % at service load stage, the appearance of the first crack was delayed and the first crack load increased by 202 %. The punching load increased by 116.6 %.
- Surprisingly, the UHPC slab with normal yield steel bars showed a higher punching load (320 kN), in comparison with the slab with high strength steel bars (268.6 kN). This may be explained by the effect of softer bonding between the high strength steel bars and the concrete.
- The ratio of critical shear crack load to the maximum load for NSC is 71.7 %, and for UHPC with 1.1 % fiber content is 86.3 %.
- Load-deflection curves show different stages of load bearing mechanisms. After reaching the peak load with punching shear type of failure, a phase of resistance due to fibers action has been observed. Later on, a hammock type of resistance due to the bar reinforcement governs.

6 References

- /1/ Aurelio Muttoni; Punching Shear Strength of Reinforced Concrete Slab without Transverse Reinforcement; ACI Structural Journal (August 2008).
- /2/ M.Osman,H.Marzouk and S.Helmy; Behavior of High-Strength Lightweight Concrete Slabs Under Punching Loads; ACI Structural Journal (June 2000).
- /3/ H.Marzouk and A.Hussein; Experimental Investigation on the Behavior of High Strength Concrete Slabs; ACI Structural Journal (December 1991).
- /4/ G.Birkle and W.Dilger; Influence of Slab Thickness on Punching Shear Strength; ACI Structural Journal (April 2008).
- /5/ M.Prisco and R.Felicetti; Some Results On Punching Shear in Plain and Fiber-Reinforced micro-Concrete Slabs; Magazine of Concrete Research (Sep. 1997).
- /6/ Z.Bažant and Z.Cao; Size Effect in Punching Shear Failure of Slabs; ACI Structural Journal (Feb. 1987)

Hussein Abbas Al-Quraishi

PhD Student
University of Kassel
Kurt Wolters Straße 3
E-Mail: hussain.abbas@yahoo.com

Research focus:

- Punching Shear



Zur Tragfähigkeit von Ultrahochleistungs-Faserbeton in flaschenförmigen Druckfeldern

Torsten Leutbecher, Ekkehard Fehling

Am Fachgebiet Massivbau der Universität Kassel wurde in einer Versuchsreihe das Tragverhalten von Ultrahochleistungs-Faserbeton in flaschenförmigen Druckfeldern experimentell untersucht. Flaschenförmige Druckfelder entstehen sehr häufig bei Einleitung konzentrierter Lasten. Dabei treten Querdruckspannungen unmittelbar unter der konzentrierten Last und Querzugspannungen in einer gewissen Entfernung von der Lasteinleitungsstelle auf. Sofern keine Querzugbewehrung angeordnet wird, limitiert häufig das Erreichen der Zugfestigkeit des Betons und damit Spaltbildung die aufnehmbare Kraft.

In filigranen Bauteilen aus ultrahochfestem Beton (UHPC) wird nicht selten auf konventionelle Bewehrung verzichtet. Stattdessen übernehmen Fasern die Funktion der Bewehrung. Die Ergebnisse der durchgeföhrten Versuche zeigen, dass Fasern bereits in kleinen Dosierungen den als maßgebend identifizierten Versagensmodus „Spalten“ sehr wirkungsvoll verzögern bzw. im Anschluss den Spaltverschlag vernähen und sich auf diese Weise die Tragfähigkeit gegenüber vergleichbaren, faserfreien Probekörpern aus UHPC erheblich steigern lässt. Auch kann durch Faserzugabe der Bruchprozess duktiler gestaltet werden.

Neben Versuchsserien aus UHPC wurden zur Einordnung der Ergebnisse auch Probekörper aus normalfestem Beton (NSC) und faserfreiem bzw. faserverstärktem hochfestem Beton (HSC) geprüft, auf die in diesem Beitrag ebenfalls eingegangen wird.

1 Einleitung

Bei der Bemessung von Stäben und Knoten eines Stabwerkmodells unterscheiden Schlaich und Schäfer in ihrem Beitrag „Konstruieren im Stahlbeton“ /1/ drei Fälle von Druckspannungsfeldern:

- das fächerförmige Druckspannungsfeld (Bild 1a)
- das flaschenförmige Druckspannungsfeld (Bild 1b)
- das prismatische oder parallel Druckspannungsfeld (Bild 1c)

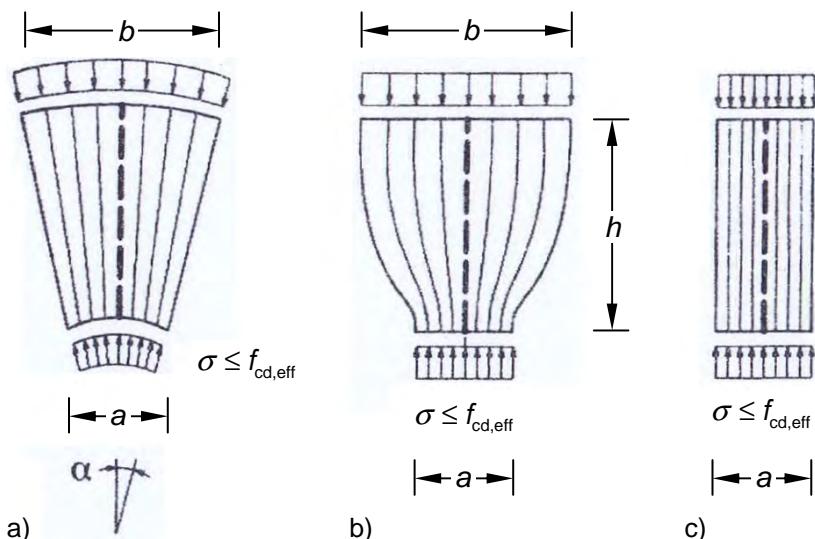


Bild 1: Arten von Druckspannungsfeldern /1/
 a) fächerförmiges Druckfeld
 b) flaschenförmiges Druckfeld;
 c) prismatisches Druckfeld

Während bei fächerförmigen bzw. prismatischen Druckspannungsfeldern aufgrund des geraden Verlaufs der Druckspannungstrajektorien theoretisch keine Querzugspannungen entstehen, entwickeln sich bei flaschenförmigen Druckspannungsfeldern durch die Umlenkung der Druckspannungstrajektorien Querdruckspannungen am Flaschenhals (unmittelbar unter der Lasteinleitungsstelle) und Querzugspannungen in etwas größerer Entfernung von der Lasteinleitungsstelle, die bei Erreichen der Betonzugfestigkeit zu einer Spalttrissbildung führen und deshalb auch als Spaltzugspannungen bezeichnet werden. Das flaschenförmige Druckfeld stellt den Regelfall bei Einleitung konzentrierter Kräfte in den Beton dar. Ein typisches Beispiel ist der Einleitungsbereich der Vorspannkraft bei Spannbetonbauteilen.

Größe und Verteilung der Zugspannungen werden durch die Breite a der konzentrierten Belastung und die Breite b des Druckfeldes bestimmt (Bild 2). Für größere Verhältniszahlen b/a nehmen die Querzugspannungen ab. Gleichzeitig wird der Bereich, in dem Querdruckspannungen auftreten, kleiner.

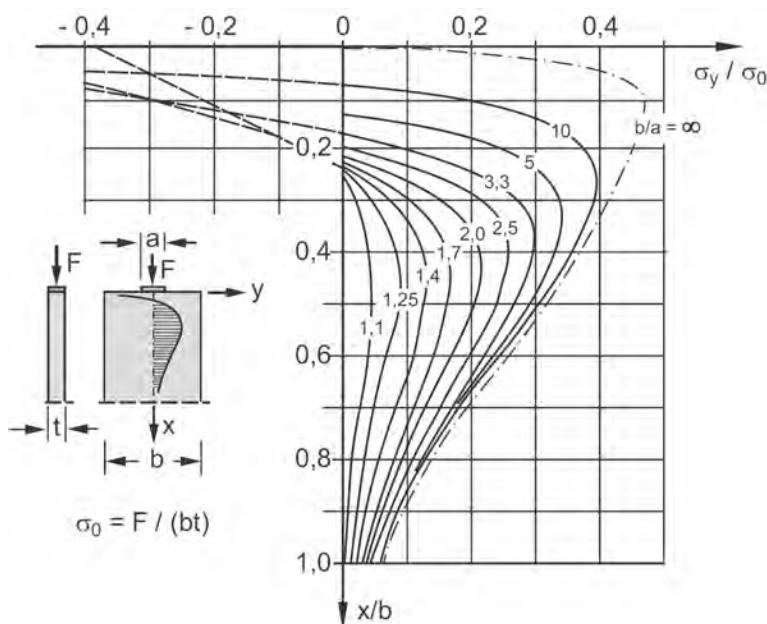


Bild 2: Verlauf und Größe der auf σ_0 bezogenen Querspannungen σ_y entlang der Lastachse für verschiedene Verhältnisse b/a (nach /2/, aus /3/)

Gewöhnlich werden Querzugspannungen bei konstruktiven Betonbauteilen durch Spaltzugbewehrung in Form von Betonstahl abgedeckt. Der Einbau einer solchen konventionellen Bewehrung gestaltet sich bei filigranen Konstruktionen aus ultrahochfestem Beton (UHPC) unter Umständen schwierig, so dass nach Möglichkeit darauf verzichtet und die Spaltzugkraft durch die Fasern aufgenommen werden soll.

Einen weiteren Fall, bei dem der Einsatz einer klassischen Spaltzugbewehrung praktisch ausscheidet, stellt die Anwendung von hochfestem Beton oder UHPC in sogenannte Grouted Connections bei Offshore-Windenergieanlagen dar. Bei diesen Anlagen schafft der Beton eine tragfähige Verbindung zwischen den in den Meeresgrund gerammten stählernen Gründungspfählen und der aufgehenden Stahlkonstruktion der Windenergieanlage, die auch den eigentlichen Turm mit Rotor beinhaltet (Bild 3). Der Verguss des Ringspalts zwischen diesen Bauteilen mit hochfestem Beton oder UHPC eröffnet gegenüber einer stahlbau-typischen Verbindung die Möglichkeit eines einfachen Toleranzausgleichs (insbesondere Abweichungen der Pfahlachse gegenüber der Lotrechten).

Um bei zylindrischen Verbindungen Durchrutschen zu verhindern, werden sogenannte Shear-Keys eingesetzt. Diese werden in der Regel als umlaufende Schweißraupen ausgeführt. Neben der Aufnahme des Eigengewichts ermöglichen die Shear-Keys den Abtrag (eines Teils) der Momentbeanspruchung aus Wind und Wellengang über ein vertikales Kräftepaar. Die konzentrierte Einleitung der Kräfte aus der Stahlkonstruktion in den Vergussbeton über Shear-Keys hat die Ausbildung eines flaschenförmigen Druckfeldes in der Grouted Connection zur Folge. Die Frage der Bemessung dieser Verbindungen – auch in Hinblick auf die Zugabe von Fasern – waren Auslöser für die Durchführung der hier vorgestellten Versuche.

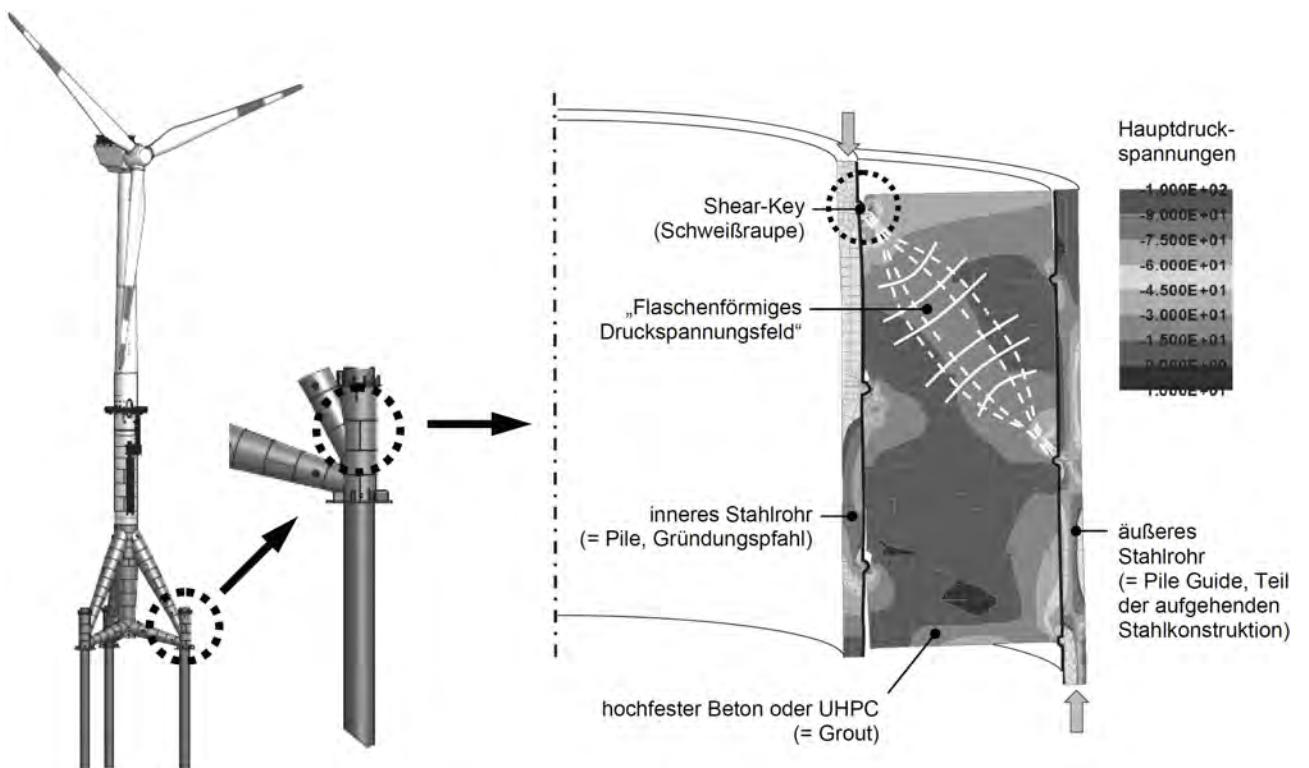


Bild 3: Offshore-Windenergieanlage des Windparks Global Tech I in der Nordsee (links) und FE-Modell der Grouted Connection (rechts)

2 Tragfähigkeit unbewehrter flaschenförmiger Druckspannungsfelder

Als unterer Grenzwert der Tragfähigkeit ebener flaschenförmiger Druckfelder kann nach *Schlach und Schäfer* /1/ die Risslast infolge Querzug angenommen werden. Diese wird bei kleinen und mittleren Verhältniswerten b/a in der Regel vor dem Druckversagen des unmittelbaren Lasteinleitungsreichs erreicht. Bei der rechnerischen Bestimmung der Risslast ist zu beachten, dass sich die effektive Rissspannung des Betons infolge des zweiaxialen Spannungszustands innerhalb des Druckfeldes (Druck-Zug-Bearbeitung) von der einaxialen Zugfestigkeit des Betons unterscheiden kann /4/. Dies gilt insbesondere für hochfesten Beton und UHPC, für die die Abminderung der Zugfestigkeit bei gleichzeitigem Querdruck bereits bei kleinen Druckspannungen sehr viel stärker als bei normalfestem Beton ausgeprägt ist /5/, /6/.

In Bild 4a /1/ ist ein Diagramm für die Risslast ebener flaschenförmiger Druckfelder angegeben. Charakterisiert wird das Spannungsfeld durch den Verhältniswert b/a . Der Abstand der Lasteinleitungsfläche von dem Schnitt, in dem die Spannungstrajektorien wieder parallel verlaufen, wird mit h bezeichnet. Bei Spannungsfeldern mit sehr großer bzw. theoretisch unbegrenzter Breite b ist bei der Auswertung des Diagramms die Breite b durch die wirksame Breite b_{ef} nach Bild 5 zu ersetzen. Damit wird berücksichtigt, dass die Druckspannungen im Abstand h von der Lasteinleitungsfläche nicht gleichmäßig verteilt über die gesamte Breite wirken.

Für den Fall, dass der (Bemessungs-)Wert der einaxialen Zugfestigkeit f_{ct} 1/15 der einaxialen Druckfestigkeit f_c beträgt und das in Bild 4c dargestellte Versagenskriterium im Druck-Zug-Bereich gilt, erhält man für die Risslast die dicke durchgezogene Linie. Für Druckfelder mit Querbewehrung werden in Abhängigkeit des mechanischen Bewehrungsgrades ω bei Fließen der Querbewehrung die weiteren Verläufe erhalten.

Wie Versuche und rechnerische Analysen gezeigt haben, kann die tatsächliche Versagenslast wegen der mit Spaltbildung einsetzenden Umverteilung der Zugspannungen über die Höhe des Druckfeldes höher liegen als die rechnerische Risslast /7/, /8/, /9/.

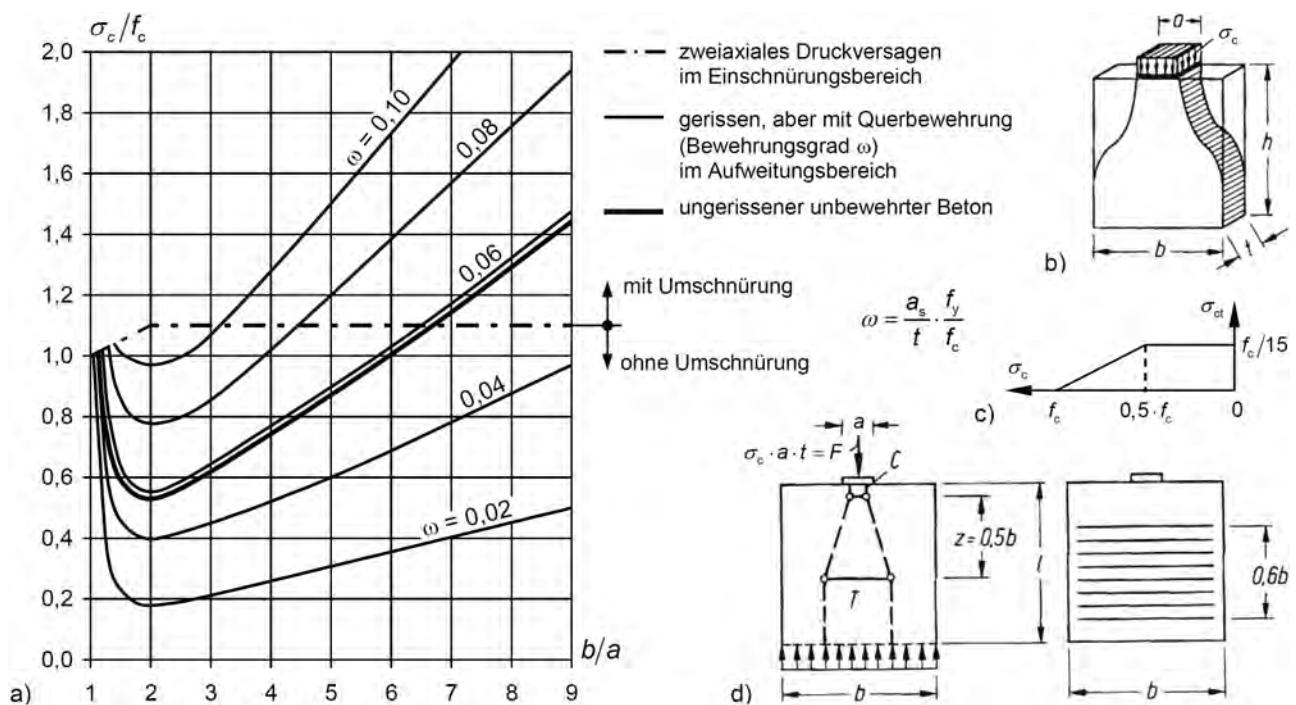


Bild 4: Ebenes flaschenförmiges Spannungsfeld nach Schlaich und Schäfer /1/

- Druckspannung an der Lasteinleitungsstelle, die zur Erstrissbildung (unbewehrter Beton, dicke Linie), zum Fließen der Spaltzugbewehrung (dünne Linien) bzw. zu zweiseitigem Druckversagen im Einschnürungsbereich (strichpunktierter Linie) führt
- Geometrie des Spannungsfeldes
- angenommenes Versagenskriterium unter zweiseitiger Zug-Druck-Bearbeitung
- Stabwerkmodell für das Druckspannungsfeld mit Spaltzugbewehrung

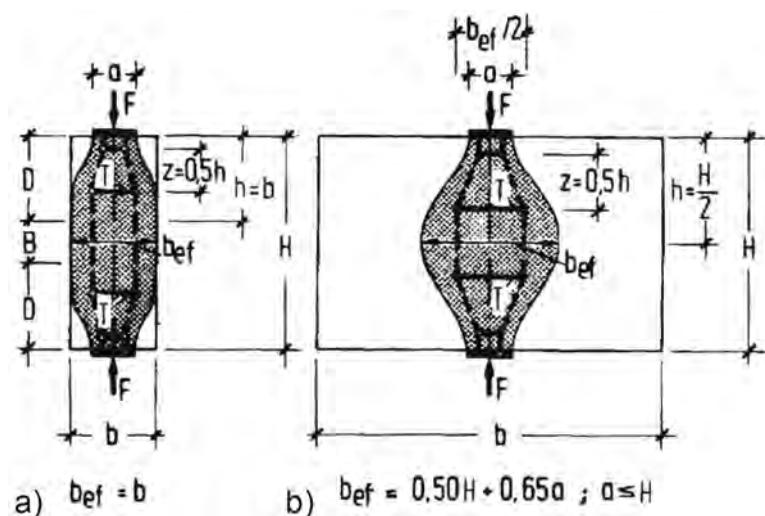


Bild 5: Effektive Breite b_{eff} von flaschenförmigen Druckspannungsfeldern nach Schlaich und Schäfer /1/

- Bauteil mit kleiner Breite
- Bauteil mit sehr großer bzw. unbegrenzter Breite

3 Experimentelle Untersuchungen

3.1 Versuchsprogramm und Versuchskörper

Hochfester Beton und UHPC unterscheiden sich von normalfestem Beton u. a. durch eine höhere Sprödigkeit des Gefüges und durch die Verwendung eines meist kleineren Größtkorns. Andererseits wird insbesondere UHPC häufig mit Stahlfasern verstärkt, die in flaschenförmigen Druckfeldern als Spaltzugbewehrung wirken und damit Tragfähigkeit und Duktilität steigern können. Aus diesen Überlegungen heraus konzentrierten sich die experimentellen Arbeiten darauf, Unterschiede im Last-Verformungs-Verhalten unbewehrter Druckspannungsfelder aus normalfestem Beton, hochfestem Beton und UHPC zu identifizieren und die Wirksamkeit von Fasern als Spaltzugbewehrung zu untersuchen.

Die am Fachgebiet Massivbau der Universität Kassel durchgeführten zehn Versuchsserien umfassten normalfesten Beton (NSC) in zwei unterschiedlichen Druckfestigkeiten, faserfreien und faserverstärkten hochfesten Beton (HSC) sowie faserfreien und mit Fasergehalten zwischen 0,5 und 2,0 Vol.-% verstärkten UHPC. Tabelle 1 gibt einen Überblick über das Versuchsprogramm.

Tabelle 1: Versuchsprogramm

Versuchsserie	Zylinderdruckfestigkeit f_c	Rohdichte	Größtkorn	Fasergehalt	Fasergeometrie l/d_f	Faserwirksamkeit σ_{cf0}	Wärmebehandlung
	[N/mm ²]	[kg/dm ³]	[mm]	[Vol.-%]	[mm]	[N/mm ²]	-
NSC1-0	19,7	2,087	8	-	-	-	nein
NSC2-0	31,3	2,174	8	-	-	-	nein
HSC-0	131	2,424	5	-	-	-	nein
HSC-0-HT	156	2,426	5	-	-	-	ja
HSC-1.9	115	2,491	5	1,9	12,5/0,40	3,82	nein
UHPC-0	169	2,305	0,5	-	-	-	nein
UHPC-0-HT	194	2,314	0,5	-	-	-	ja
UHPC-0,5-	199	2,352	0,5	0,5	17/0,175	5,39	ja
UHPC-1,0-	200	2,417	0,5	1,0	17/0,175	*)	ja
UHPC-2,0-	201	2,418	0,5	2,0	17/0,175	*)	ja

*) Prüfergebnis steht noch aus

Der normalfeste Beton wurde nach eigener Mischungsrezeptur bzw. aus handelsüblicher Sackware hergestellt. Als hochfester Beton wurde das Produkt Ducorit® S5 der Fa. Densit verwendet, welches in Grouted Connections von Offshore-Windenergieanlagen sehr häufig zur Anwendung kommt. Der ultrahochfeste Beton wurde nach der Mischungsrezeptur M3Q des DFG-Schwerpunktprogramms „Nachhaltiges Bauen mit Ultra-Hochfestem Beton (UHPC)“ hergestellt.

Die Proben aus normalfestem Beton sowie einige Serien aus hochfestem Beton und UHPC wurden nach dem Ausschalen, welches zwei Tage nach der Herstellung erfolgte, bis zur Prüfung unter Raumklima gelagert. Die übrigen Serien (Kennzeichnung HT) wurden nach dem Ausschalen für 48 Stunden einer Wärmebehandlung bei 90 °C unterzogen, so dass die Endfestigkeit praktisch im Alter von vier Tagen erreicht wurde.

Als Versuchskörper dienten Würfel mit einer Kantenlänge von 200 mm (Bild 6a). Sie wurden in einer Stahlenschalung hergestellt und auf dem Rütteltisch verdichtet. Lediglich für die Verdichtung der Würfel aus normalfestem Beton wurde ein Innenrüttler eingesetzt. Begleitend zu den Würfeln wurden aus jeweils derselben Mischung drei Betonzyliner ($h/d = 200 \text{ mm}/100 \text{ mm}$) zur Bestimmung der Betondruckfestigkeit und bei den Faserbetonmischungen zusätzlich je sechs Prismen ($a/b/l = 40 \text{ mm}/40 \text{ mm}/160 \text{ mm}$) zur Bestimmung der Faserwirksamkeit (zentrische Nachrisszugfestigkeit) hergestellt, die in gleicher Weise verdichtet und nachbehandelt wurden wie die Würfel. Die Prismen wurden nachträglich an zwei gegenüberliegenden Seiten mit einer jeweils 5 mm tiefen Kerbe versehen und in zentrischen Zugversuchen geprüft.

3.2 Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung

Die Versuche wurden in einer servohydraulisch gesteuerten Universalprüfmaschine im Zentrallabor des Instituts für konstruktiven Ingenieurbau durchgeführt. Die Proben wurden mittig zwischen den beiden Lastplatten der Maschine platziert (Bild 6b). Die obere Lastplatte war über ein sphärisches Gelenk an die Maschine angeschlossen. Die Probekörper wurden senkrecht zur Betonierrichtung belastet. Die Lasteinleitung erfolgte linienförmig über 200 mm lange Stahlleisten, die an Ober- und Unterseite des Probekörpers jeweils mittig angeordnet wurden. Wegen der ebenen Betonoberflächen, die durch die verwendete Stahlschalung erhalten wurden, waren keine zusätzlichen Ausgleichsschichten notwendig.

Um unterschiedliche geometrische Verhältniswerte b/a des flaschenförmigen Druckfeldes zu erhalten, wurden Stahlleisten mit vier unterschiedlichen Breiten verwendet (Bild 6a; $a = 10 \text{ mm}, 16 \text{ mm}, 25 \text{ mm} \text{ und } 60 \text{ mm}$). Damit ergaben sich Verhältniswerte $b_{(\text{ef})}/a$ von 10,7, 6,9, 4,7 und 2,3. Jeder dieser Verhältniswerte wurde an jeweils einem Probekörper jeder Serie untersucht.

Zur Erfassung der vertikalen Verformungen (in Druckrichtung) wurde an Vorder- und Rückseite mit jeweils zwei an Magnetstativen befestigten induktiven Wegaufnehmern gegen die Lastplatten der Maschine gemessen. Daneben wurde der Kolbenweg aufgezeichnet. Die horizontalen Verformungen (in Zugrichtung) wurden über den Bereich, in dem der Spaltriss erwartet werden konnte, mittels unmittelbar an der Probe befestigter induktiver Wegaufnehmer gemessen. An Vorder- und Rückseite der Proben waren jeweils fünf Messstrecken mit einer Länge von 100 mm vorgesehen. Von diesen blieben bei einigen faserfreien Proben jeweils zwei Messstrecken unbesetzt, da aus vorangegangenen Versuchen bereits bekannt war, dass es aufgrund des spröden Versagens bei diesen Proben nicht gelingen würde, aussagefähige Messwerte im Nachrißbereich zu gewinnen.

Die Belastung der Proben erfolgte weggesteuert mit einer konstanten Wegzunahme von 0,01 mm/s (Maschinenweg).

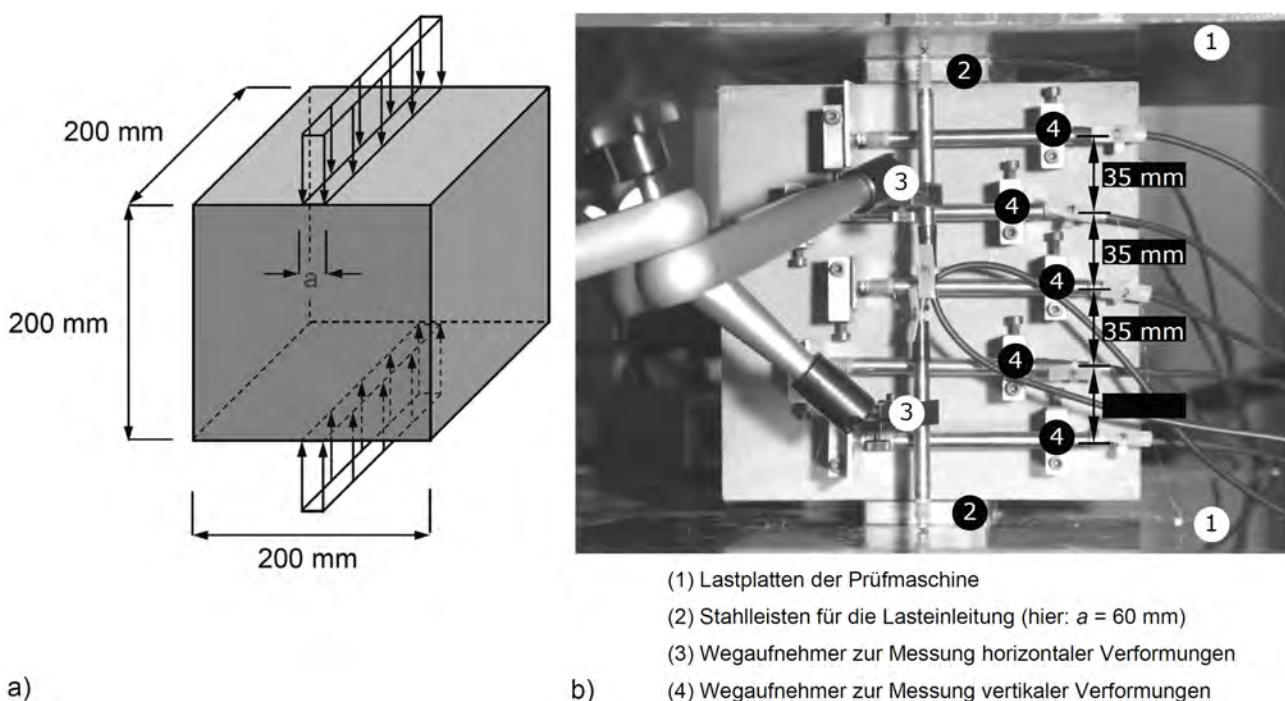


Bild 6: Versuchsaufbau

- a) schematische Darstellung des Versuchskörpers und der Belastungssituation
- b) Anordnung der Messtechnik

4 Versuchsergebnisse

Die Versuchsergebnisse sind in Tabelle 2 zusammengestellt. Angegeben ist für jeden Probekörper die durch das flaschenförmige Druckfeld aufnehmbare Druckspannung an der Lasteinleitungsstelle $\sigma_{c,max}$ als Absolutwert sowie als auf die Zylinderdruckfestigkeit f_c bezogene Größe. Erwartungsgemäß nimmt der Verhältniswert $\sigma_{c,max}/f_c$ mit steigendem b/a -Verhältnis zu (vgl. Bild 4). Andererseits nimmt $\sigma_{c,max}/f_c$ bei den faserfreien Proben mit steigender Betondruckfestigkeit f_c signifikant ab. Als Ursachen hierfür können das niedrigere Verhältnis zwischen Zug- und Druckfestigkeit und die höhere Sprödigkeit von hochfestem Beton und UHPC genannt werden.

Tabelle 2: Versuchsergebnisse

Versuchsserie	Verhältniswert							
	$b/a = 2,3$		$b/a = 4,7$		$b/a = 6,9$		$b/a = 10,7$	
	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{c,max}/f_c$	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{c,max}/f_c$	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{c,max}/f_c$	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{c,max}/f_c$
NSC1-0	17,6	0,89	23,2	1,18	34,6	1,76	48,9	2,48
NSC2-0	29,6	0,95	38,0	1,21	42,6	1,36	72,0	2,30
HSC-0	79,4	0,61	77,2	0,59	95,3	0,73	151	1,15
HSC-0-HT	92,7	0,59	106	0,68	140	0,90	224	1,44
HSC-1.9	130	1,13	143	1,24	174	1,51	222	1,93
UHPC-0	64,2	0,38	91,6	0,54	71,9	0,43	157	0,93
UHPC-0-HT	78,9	0,41	74,2	0,38	109	0,56	158	0,81
UHPC-0.5-HT	157	0,79	202	1,02	258	1,30	253	1,27
UHPC-1.0-HT	173	0,87	207	1,04	256	1,28	347	1,74
UHPC-2.0-HT	193	0,96	284	1,41	334	1,66	457	2,27

Für einige ausgewählte Versuche sind in Bild 7 die Last-Verformungs-Beziehungen dargestellt. Die Verformungen sind jeweils Mittelwerte der an Vorder- und Rückseite der Probe gemessenen Werte. In vertikaler Richtung wurden von den Messwerten die elastischen Verformungen der Stahlleisten abgezogen.

Die Bilder 7a und b zeigen die Last-Verformungs-Beziehungen für das b/a -Verhältnis von 10,7. Abgesehen von anfänglichen Nichtlinearitäten, die durch die Versuchsanordnung/Lasteinleitung verursacht wurden, war das Last-Verformungs-Verhalten der Proben sowohl in Belastungsrichtung (Druckrichtung) als auch senkrecht dazu zunächst linear. Das Bruchverhalten wurde dann maßgeblich durch die Geometrie des flaschenförmigen Druckfeldes und durch die Faserbewehrung bestimmt.

Bei den faserfreien Proben aus hochfestem Beton und UHPC trat das Versagen für große b/a -Verhältnisse (10,7; 6,9; z. T. auch 4,7) ohne nennenswerte Vorankündigung durch Spaltrissbildung (vollständige Durchtrennung des Probekörpers) ein (Bilder 7a und 8d), verbunden mit einem Kraftabfall auf Null. Dagegen war für kleine b/a -Verhältnisse (2,3; z. T. auch 4,7) die einsetzende Rissbildung lediglich durch einen vorübergehenden geringen Kraftabfall und eine fortan mehr oder weniger stark ausgeprägte Nichtlinearität der weiteren Verformungszunahme gekennzeichnet, bis es schließlich auf einem höheren Lastniveau auch hier zur vollständigen Durchtrennung des Probekörpers kam. Da der Riss in der Regel von den Kanten der Stahlleiste ausging, blieb der Lasteinleitungsbereich bei den mit der 60 mm breiten Stahlleiste geprüften Probekörpern ($b/a = 2,3$) auch nach dem Spalten weitgehend intakt (Bild 8a), sodass die Druckkraft noch weiter gesteigert und ein zweiter Spaltriss initiiert werden konnte (Bild 8b). Das verbleibende, durch die Rissbildung mehr oder weniger regelmäßig berandete „Prisma“ konnte dann einaxial bis zum Druckversagen (Bild 8c) weiter belastet werden. Bei der Auswertung der Versuche blieb dieses Szenario unberücksichtigt, da sich mit dem Spalten des Probekörpers die Beanspruchungssituation (prismatisches anstelle flaschenförmiges Druckfeld) grundlegend ändert. Für die faserfreien Proben ist also in Tabelle 2 stets die Druckspannung an der Lasteinleitungsstelle angegeben, die zum Spalten (vollständige Durchtrennung des Probekörpers) führte.

Auch die Proben aus normalfestem Beton zeigten bis zum Erreichen der Höchstlast kein ausgeprägt nicht-lineares Verhalten. Der Bruch erfolgte jedoch nicht schlagartig. Vielmehr konnten diese Versuche bis zur vollständigen Durchtrennung der Würfel kontrolliert weggesteuert gefahren werden.

Bei den faserbewehrten Würfeln aus hochfestem Beton und UHPC folgte die Last-Verformungs-Beziehung zunächst der der entsprechenden unbewehrten Proben. Die Spaltrissbildung begann ebenfalls auf etwa demselben Lastniveau. Allerdings war damit, unabhängig vom b/a -Verhältnis, nur ein vorübergehender geringfügiger Lastabfall verbunden. Mit zunehmender Verformung konnte auch die Druckkraft weiter gesteigert werden, wobei fortan ein nichtlinearer Zusammenhang zwischen Last und Verformung beobachtet werden konnte. Die fortschreitende Spaltrissöffnung konnte durch die horizontalen Wegaufnehmer sehr gut aufgelöst werden (Bild 7b). Das Versagen kündigte sich durch mehr oder weniger stark ausgeprägtes plastisches Verhalten vor Erreichen der Höchstlast an. Die Proben mit großem b/a -Verhältnis und höherem Fasergehalt zeigten hier ebenso wie im Nachbruchbereich das duktilere Verhalten (Bilder 7c und d). Bei kleinem b/a fiel die Kraft, selbst bei den Proben mit 2 Vol.-% Fasern, vergleichsweise rasch auf Null ab.

Die Bilder 8d bis f zeigen einige typische Versagensbilder der Versuchskörper aus UHPC. Für das b/a -Verhältnis von 2,3 stellten sich, wie bereits oben beschrieben, meist zwei Spaltrisse, ausgehend von den Kanten der Stahlleiste, ein (Bild 8f). Bei schmaler Lasteinleitungsbreite war dagegen nur ein Spaltriss zu beobachten (Bild 8e).

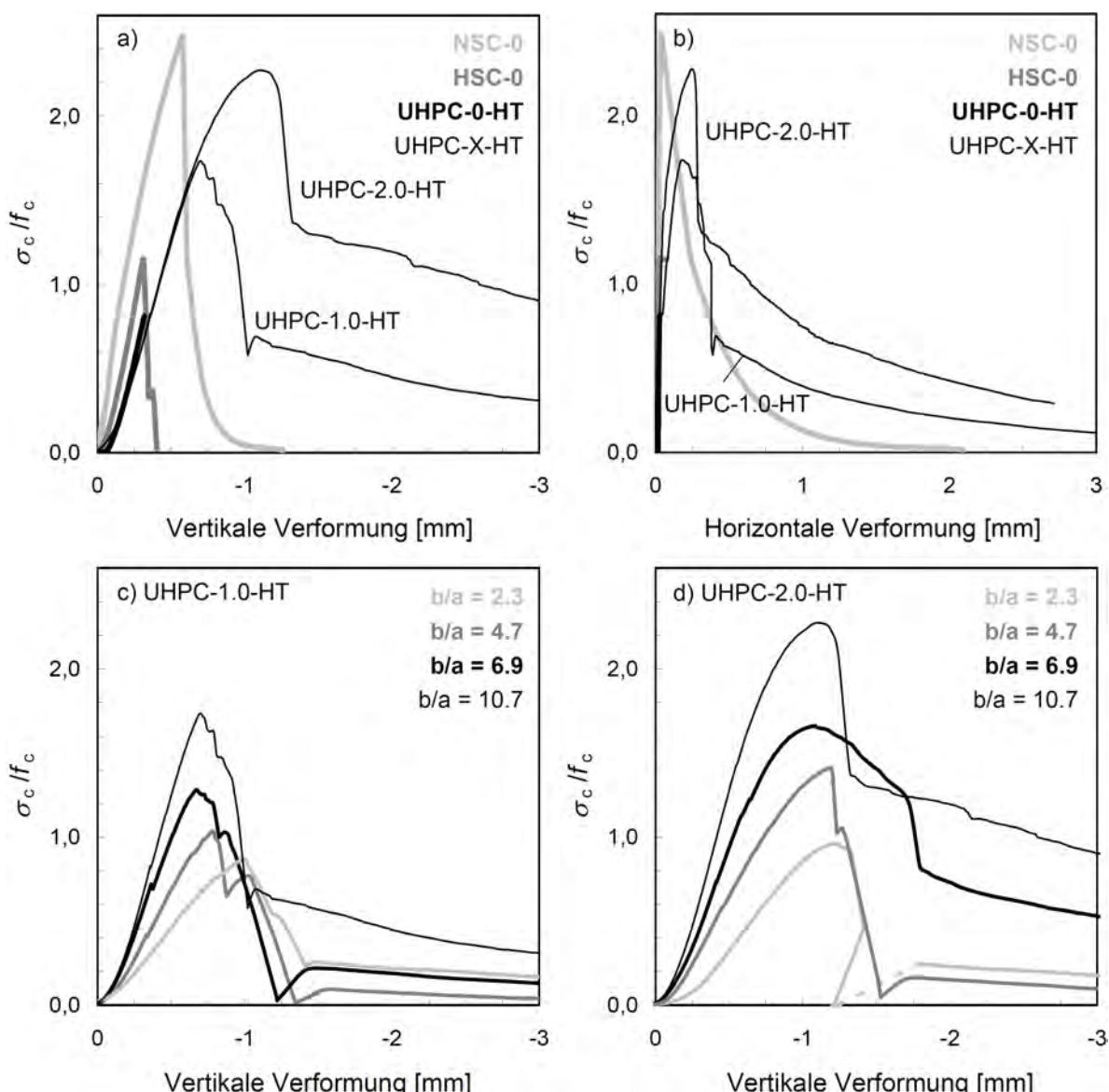


Bild 7: Last-Verformungs-Kurven

- a) in Druckrichtung für fünf ausgewählte Serien und $b/a = 10,7$
- b) in Querrichtung (Zugrichtung) für fünf ausgewählte Serien und $b/a = 10,7$
- c) in Druckrichtung für Serie UHPC-1.0-HT und unterschiedliche b/a -Verhältnisse
- d) in Druckrichtung für Serie UHPC-2.0-HT und unterschiedliche b/a -Verhältnisse

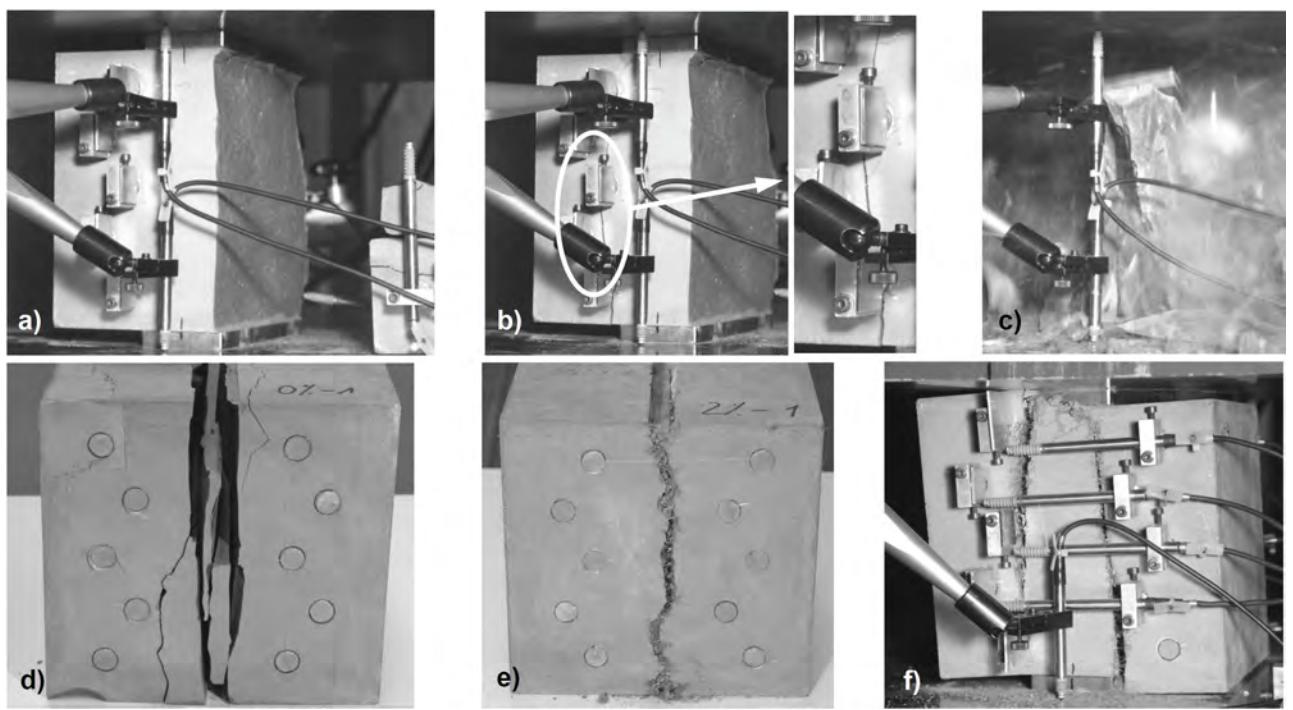


Bild 8: Versagen der UHPC-Probekörper

- a) - c) Bruchvorgang bei 60 mm breiter Stahlleiste ($b/a = 2,3$):
erstes Aufspalten am Rand der Lasteinleitungsstelle (a),
Entstehung des zweiten Spaltrisses am anderen Ende der Lasteinleitungsstelle (b) und
Druckversagen des verbleibenden „Prismas“ (c)
- d) $b/a = 10,7$ – ohne Fasern
- e) $b/a = 10,7$ – 2 Vol.-% Fasern
- f) $b/a = 2,3$ – 1 Vol.-% Fasern

5 Diskussion und Ausblick

In Bild 9 sind die durch das flaschenförmige Druckfeld an der Lasteinleitungsstelle aufnehmbaren, auf die Zylinderdruckfestigkeit bezogenen Pressungen $\sigma_{c,max}/f_c$ in Abhängigkeit des rechnerischen b/a -Verhältnisses dargestellt. Zur Orientierung sind auch die von *Schlach* und *Schäfer* ermittelten Versagenskurven angegeben.

Die Ergebnisse der Proben aus normalfestem Beton können etwa den Kurven $\omega = 0,08$ bis $0,09$ zugeordnet werden. Für den hochfesten Beton ohne Fasern erhält man etwa $\omega = 0,04$ bis $0,05$. Die Ergebnisse des fasernfreien UHPC ordnen sich zwischen den Kurven $\omega = 0,02$ und $\omega = 0,04$ ein. Rechnerisch ergeben sich hieraus Verhältniswerte der wirksamen Betonzugfestigkeit $f_{ct,eff}$ zur einaxialen Betondruckfestigkeit f_c von etwa $1/10$ für normalfesten Beton, $1/20$ für hochfesten Beton sowie $1/30$ für UHPC. Die Verhältniswerte für hochfesten Beton und UHPC erscheinen zunächst etwas niedrig. Allerdings sind diese Ergebnisse vor dem Hintergrund des vorherrschenden zweiaxialen Spannungszustands (Druck-Zug) und der damit verbundenen Abminderung der Zugfestigkeit zu bewerten (vgl. Abschnitt 2) /5/, /6/.

Für den wärmebehandelten hochfesten Beton (HSC-0-HT) liegen die auf die Zylinderdruckfestigkeit bezogenen Pressungen $\sigma_{c,max}/f_c$ etwas höher als bei Erhärtung unter Raumklima. Für UHPC ergibt sich diesbezüglich kein eindeutiges Bild, sodass hieraus noch kein systematischer Einfluss abgeleitet werden kann.

Durch die Zugabe von Fasern konnte die Tragfähigkeit von hochfestem Beton und UHPC wesentlich gesteigert werden. Bei UHPC wurden bereits mit einem Fasergehalt von 0,5 Vol.-% Druckspannungen unter der konzentrierten Last von mindestens 80 % der einaxialen Druckfestigkeit erreicht. Für hochfesten Beton mit 1,9 Vol.-% Fasern lagen die Ergebnisse durchweg höher als die Zylinderdruckfestigkeit f_c .

Eine Erhöhung des Fasergehalts von 0,5 bis auf 2,0 Vol.-% brachte für UHPC nur eine unterproportionale Zunahme der Tragfähigkeit. Von einer Ausnahme ($b/a = 10,7$) abgesehen, lagen die Ergebnisse für 0,5 und

1,0 Vol.-% Fasern (UHPC-0.5-HT und UHPC-1.0-HT) etwa in der gleichen Größenordnung. Die Tragfähigkeitsteigerung gegenüber den faserfreien Proben lag, abhängig vom b/a -Verhältnis für UHPC überwiegend zwischen rund 100 und 200 % und für hochfesten Beton zwischen rund 50 und 100 %. Auffallend, und in Hinblick auf die praktische Anwendung besonders interessant, ist die Wirksamkeit von bereits sehr niedrigen Fasergehalten.

Trotz der zum Teil sehr hohen lokalen Pressungen unter der Stahlleiste war in allen Fällen Spalten und nicht Druckversagen im Einleitungsbereich maßgebende Versagensart. Wegen der Querdehnungsbehinderung des Betons durch die zur Lasteinleitung verwendete Stahlleiste herrschte in diesem Bereich kein ebener Spannungszustand sondern dreiaxiale Druckbeanspruchung vor. Dies erklärt die insbesondere für normalfesten Beton zum Teil weit über der einaxialen Betondruckfestigkeit liegenden Pressungen.

Die in diesem Beitrag vorgestellten Ergebnisse werden aktuell dazu verwendet, ein Bruchmodell für faserverstärkten hochfesten Beton und UHPC zu kalibrieren. Erste nichtlineare Finite-Element-Berechnungen mit dem Programm ATENA (Cervenka Consulting) wurden bereits durchgeführt. Um dabei die Faserwirkung realitätsnah zu erfassen und die Ergebnisse auch auf Betone mit anderen Fasergehalten und mit abweichender Fasergeometrie übertragen zu können, werden optische Analysen der Faserorientierung im Würfel durchgeführt. Nach Abschluss dieser Arbeiten sollen die Ergebnisse der experimentellen und numerischen Untersuchungen für die Bemessung der Grouted Connections von Offshore-Windenergieanlagen aufbereitet und nutzbar gemacht werden.

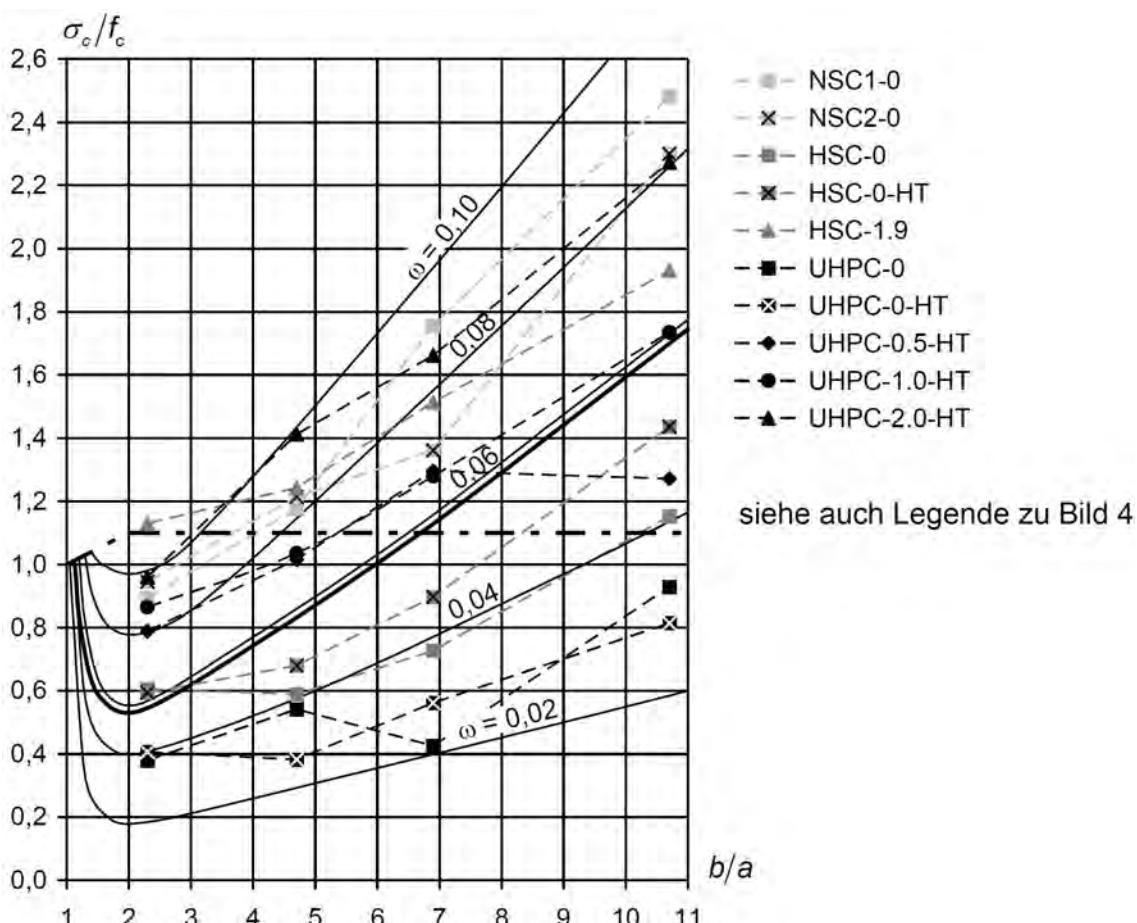


Bild 9: Druckspannung an der Lasteinleitungsstelle bezogen auf die Zylinderdruckfestigkeit im Vergleich zur rechnerischen Rissspannung nach /1/ (siehe Bild 4)

6 Literatur

- /1/ Schlaich, J.; Schäfer, K.: Konstruieren im Stahlbetonbau. Beton-Kalender 1998, Teil II, S. 721-895, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1998.
- /2/ Jyengar, K. T. S. R.: Der Spannungszustand in einem elastischen Halbstreifen und seine technischen Anwendungen. Dissertation, TH Hannover, 1960.
- /3/ Zilch, K.; Zehetmaier, G.: Bemessung im konstruktiven Betonbau. 2., neu bearbeitete und erweiterte Auflage, Springer-Verlag, Berlin, 2010.
- /4/ Kupfer, H. B.: Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 229, Beuth Verlag, Berlin, 1973.
- /5/ Curbach, M.; Hampel, T.: Verhalten von Hochleistungsbeton unter zweiaxialer Druck-Zug-Beanspruchung. Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben AiF 11011 B, DBV 198, Institut für Tragwerke und Baustoffe der Technischen Universität Dresden, 1999.
- /6/ Speck, K.; Curbach, M.: Mehraxiale Festigkeit von UHPC – Druck-Zug- und Zug-Zug-Festigkeit. Zwischenkolloquium des DFG Schwerpunktprogramm SPP1182 „Nachhaltiges Bauen mit ultrahochfestem Beton (UHPC)“, Kassel, 12.4.2011, Präsentation.
- /7/ Fehling, E.: Zum Tragverhalten von Druckfeldern in scheibenartigen Betonbauteilen – Nichtlineare Berechnungen und Vergleich mit Versuchen. Materialmodelle und Methoden zur wirklichkeitsnahen Berechnung von Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen, Mehlhorn-Festschrift, S. 236-247, Fachbereich Bauingenieurwesen, Universität Kassel, 1997.
- /8/ Colombo, M.; Di Prisco, M.: D-zones in HPFRC. High Performance Fiber Reinforced Cement Composites 6 (Hrsg.: Parra-Montesinos, G. J.; Reinhardt, H. W.; Naaman; A. E.), Proceedings of the Sixth International Workshop on High Performance Fiber Reinforced Cement Composites (HPFRCC6), S. 197-204, Ann Arbor, MI, USA, 2011.
- /9/ Pujol, S.; Rautenberg, J. M.; Sozen, M. A.: Compressive Strength of Concrete in Nonprismatic Elements. Concrete International 33 (9), S. 42-49, 2011.

Dr.- Ing. Torsten Leutbecher

Akademischer Rat
 Universität Kassel
 Kurt-Wolters-Straße 3
 34125 Kassel
 Tel. +49 0561 804 2669
 Fax +49 0561 804 2803
 leutbecher@uni-kassel.de

Forschungsschwerpunkte:

- Zugtragverhalten von UHPC mit Fasern und Stabstahl
- Druck-Zug-Festigkeit von (faserverstärktem) Stahlbeton
- Kombinierte Beanspruchung aus Last und Zwang



Teil 2

Ultrahochfester Beton für Infrastrukturbauwerke

Systematisierte Umsetzung spezifizierter betontechnologischer Produktanforderungen in den UHPC-Entwicklungsprozess am Beispiel von Fertigteilwerken

Siemon Piotrowski, Michael Schmidt

1 Einleitung

Von der Entwicklung bis zur Produktion ist zu erkennen, dass die meisten Fehler in der Entwicklungsphase entstehen. In der Qualitätsmanagementterminologie wird die Nichterfüllung von Anforderungen als Fehler definiert /1/. Um diese Unsicherheit, die in jeder Entwicklung steckt, weitgehend auszuschließen, gibt es Methoden, die die angestrebten Gebrauchseigenschaften von vornherein mit den Anforderungen der Nutzer in Übereinstimmung bringen. Neben den Unstimmigkeiten der unterschiedlichen Vorstellungen über die optimalen Gebrauchseigenschaften, bestehen Probleme in der zu späten Identifikation dieser Fehler. Im Nachhinein ist es sehr schwer und mit erheblichen Kosten verbunden, Fehler, welche durch Unstimmigkeiten bei der Definition der Nutzereigenschaften entstehen, zu beheben. Um die sogenannten Fehler zu vermeiden sind Methoden, die die Kundenanforderungen in Produkteigenschaften übersetzen, besonders hilfreich. Eine bekannte Methode hierfür ist das Quality Function Deployment (QFD), welches eine systemisierte Vorgehensweise ist, die sich mit der Entwicklung einer Entwurfsqualität beschäftigt, die sich an den Bedürfnissen der Kunden orientiert.

Nachstehend wird, die dem QFD zugrunde liegende Systematik und seine zielgerichtete Anwendung am Beispiel der Entwicklung eines ultra-hochfesten Betons (UHPC) für geräuschmindernde Fahrbahnbelaäge anhand der Kundenanforderungen eines Fertigteilherstellers, dargestellt.

2 Qualitätsmanagement Handlungsbedarf

Im QFD wird das Augenmerk besonders auf die Erfüllung der Kundenwünsche und -erwartungen gelegt. Jedoch besteht die Aufgabe nicht allein darin, die Kundenerwartungen zu identifizieren, sondern auch die Erfüllung dieser zu messen und zu beeinflussen. Leider ist der Informationsfluss im Bereich der Qualität zwischen Kunden und Lieferanten nicht so ausgeprägt, dass die Produktanforderungen, die ein Kunde an ein Produkt stellt, einfach in technische Eigenschaften des Produktes umgesetzt werden können. Ergänzend zu diesem Informationsdefizit zwischen Kunden und Lieferanten, bestehen Sprachprobleme, die daraus resultieren, dass beide Parteien ein Produkt mit differierendem Interesse betrachten. Somit können bei der Formulierung der Wünsche Kommunikationsschwierigkeiten auftreten. Neben diesen, mit dem Informationsdefizit verbundenen Risiken, mit denen sich das Qualitätsmanagement unter anderem beschäftigt, kommen ferner die Risiken im Rahmen der Herstellung bzw. Ausführung und der Entwicklung von Produkten bzw. Dienstleistungen hinzu, die zu Fehlern in den einzelnen Phasen des Lebenszyklus führen können. Weiterhin können aus entstandenen Fehlern nur in den seltensten Fällen Verbesserungsansätze erarbeitet werden, da es oft eine zeitliche und räumliche Entkopplung zwischen der Fehlerentstehung und der Fehlerentdeckung gibt, wie die folgende Abbildung veranschaulicht /2/.

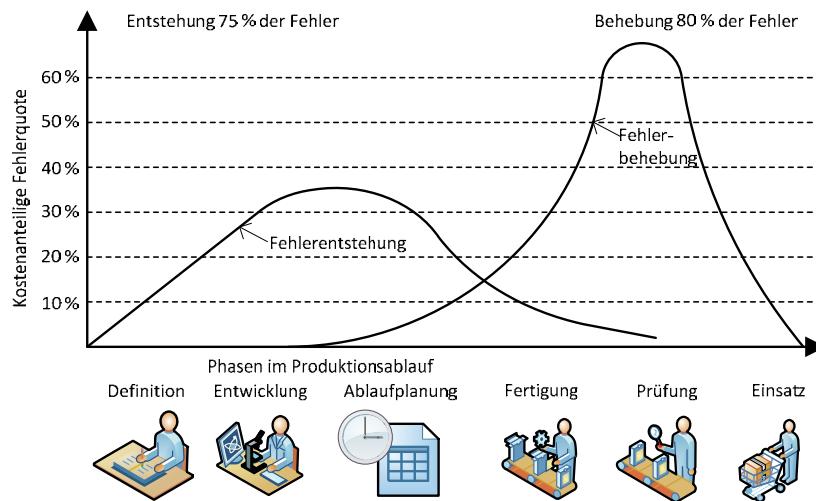


Bild 1: Fehlerentstehung und Fehlervermeidung /2/

Ferner ist anhand obiger Abbildung zu erkennen, dass abhängig von den Phasen des Produktlebenslaufes, die Fehleranfälligkeit unterschiedlich hoch sind. So entstehen in den frühen Phasen, wie zum Beispiel in den Entwicklungs- und Ablaufplanungsphasen tendenziell mehr Fehler als in den späteren Phasen (Fertigungs- sowie Prüfungsphasen). Allerdings erfolgt die Fehlerbehebung in der Regel erst in den späteren Phasen des Produktlebenslaufes, nämlich in der Prüfungsphase. Wird dieser Zusammenhang der Zehner-Regel der Fehlereliminierungskosten gegenübergestellt, die besagt, dass in jeder späteren Phase eines Produktes sich die Fehlerbeseitigungskosten bzw. -verhütungskosten um den Faktor zehn erhöhen, wird deutlich, dass Maßnahmen zur früheren Beseitigung von Fehlern ergriffen werden müssen. Die Abbildung 2 macht deutlich, dass die Fehlerverhütungskosten in den Anfangsphasen nur einen Bruchteil der Fehlerdeckungskosten nach der Fertigungsphase ausmachen.

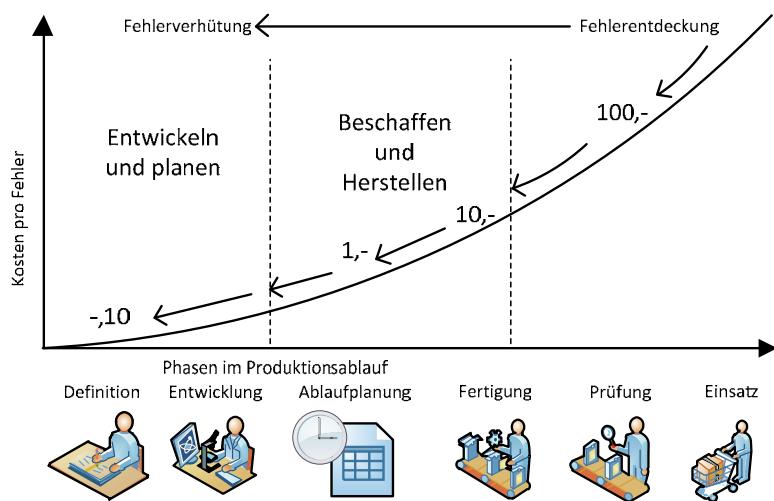


Bild 2: Zehnerregel der Fehlerkosten /3/

Die Kosten, die durch Fehler entstehen, werden nach der Strategie, wie und wann mit ihnen umgegangen wird, unterschieden. Beispielhaft können die Kosten, die durch minderwertige Qualität entstehen, in die folgenden vier Gruppen eingeteilt werden:

1. durch Fehler verursachte Kosten,
2. durch das Entdecken von Fehlern verursachte Kosten,
3. durch das Beseitigen von Fehlern verursachte Kosten,
4. und durch die Vermeidung von Fehlern verursachte Kosten /4/.

Die vierte Gruppe kennzeichnet die Kosten, die durch den Einsatz von QFD entstehen und somit zu einem etwas höheren Aufwand in der Produktentwicklungsphase führen. Wird erneut die Zehnerregel der Fehlerkosten zusammen mit dem Einsatz von QFD zur Vermeidung von Fehlern betrachtet, wird deutlich, dass ein höherer Aufwand in den ersten Phasen des Produktlebenszyklus gerechtfertigt ist. Bis zu 80 % der Fehler entstehen durch lückenhafte und unzureichende Planung, Konstruktion und Entwicklung von Produkten. Durch einen leicht erhöhten Aufwand von QFD in der Designphase von Produkten ist es möglich, Fehler, die in den weiteren Phasen der Produktion hohe Kosten verursachen, zu reduzieren /5/.

3 QFD als Werkzeug zur Übersetzung von Kundenanforderungen

Für eine Analyse der wichtigsten Anforderungen eines Fertigteilherstellers an den Werkstoff UHPC, insbesondere bezüglich der Merkmale, die der UHPC besitzen sollte, ist eine Anforderungsmatrix hilfreich. Diese muss sowohl die Erfüllung der Anforderungen an den UHPC von Seiten des Fertigteilherstellers und des Endabnehmers als auch die Erfüllung durch die Qualitätsmerkmale, die für die Entwicklung des UHPCs notwendig sind, beinhalten. Diese Merkmale müssen wiederum auf ihren Zielerreichungsgrad der Anforderungen und deren Bedeutung gewichtet werden. Um zusätzlich die Aussagekraft der Matrix zu erhöhen, sollte in der Anforderungsmatrix nicht nur das „was“ sondern auch das „wie“ erklärt werden. Als geeignete Methode für die Darstellung der Anforderungsmatrix bietet sich das „Quality Function Deployment (QFD)“ an, da es sich um „eine Methode zur kundenorientierten, qualitätsgerechten Produkt- und Prozessentwicklung“ handelt. In dieser Methode wird das sogenannte „House of Quality“ zur Darstellung der Ergebnisse verwendet, welches aus einer Matrix mit einer speziellen Tabellenkombination besteht. Der QFD-Prozess beinhaltet in der Regel vier Phasen:

- Die Identifikation der Kundenanforderungen,
- die Produktplanung,
- die Planung der Baugruppen und Teile
- und die Prozessplanung/6/.

Diese führen alle dazu, dass ein Produkt hergestellt wird, welches sich an den identifizierten Kundenanforderungen orientiert. Das House of Quality dient in diesem Zusammenhang als Verständigungsmittel zwischen den Abteilungen und als ein Instrument, mit dessen Hilfe die Kundenanforderungen in Produktfunktionen übersetzt werden. Dabei wird das House of Quality nach der Identifikation der Kundenanforderungen in jeder Phase zur Ableitung der Qualitätsmerkmale benutzt. Die Kombination der Tabellen des House of Quality besteht im wesentlichen aus:

- Kundenanforderungen (was),
- Kundenwettbewerbsvergleich (wer ist besser),
- Produktmerkmalen oder auch Qualitätsmerkmale (wie),
- Wechselwirkungen,
- Beziehungsmatrix,
- Produktspezifikation (wie viel),
- Technischem Wettbewerbsvergleich (wer ist innovativer),
- Technischer Bedeutung
- und dem Schwierigkeitsgrad /5/.

Dabei können die Bestandteile des House of Quality je nach Produktart und deren Anforderungen variieren.

4 Ableitung von Kundenanforderungen an UHPC

Das House of Quality soll im Wesentlichen die identifizierten Anforderungen gewichten, die Funktionen bzw. Merkmale eines UHPCs auf die Erfüllung der Anforderungen bewerten und die Wechselwirkungen zwischen den Funktionen verdeutlichen.

Die folgende Abbildung veranschaulicht die allgemeinen Phasen der Produktplanung nach dem QFD-Modell:

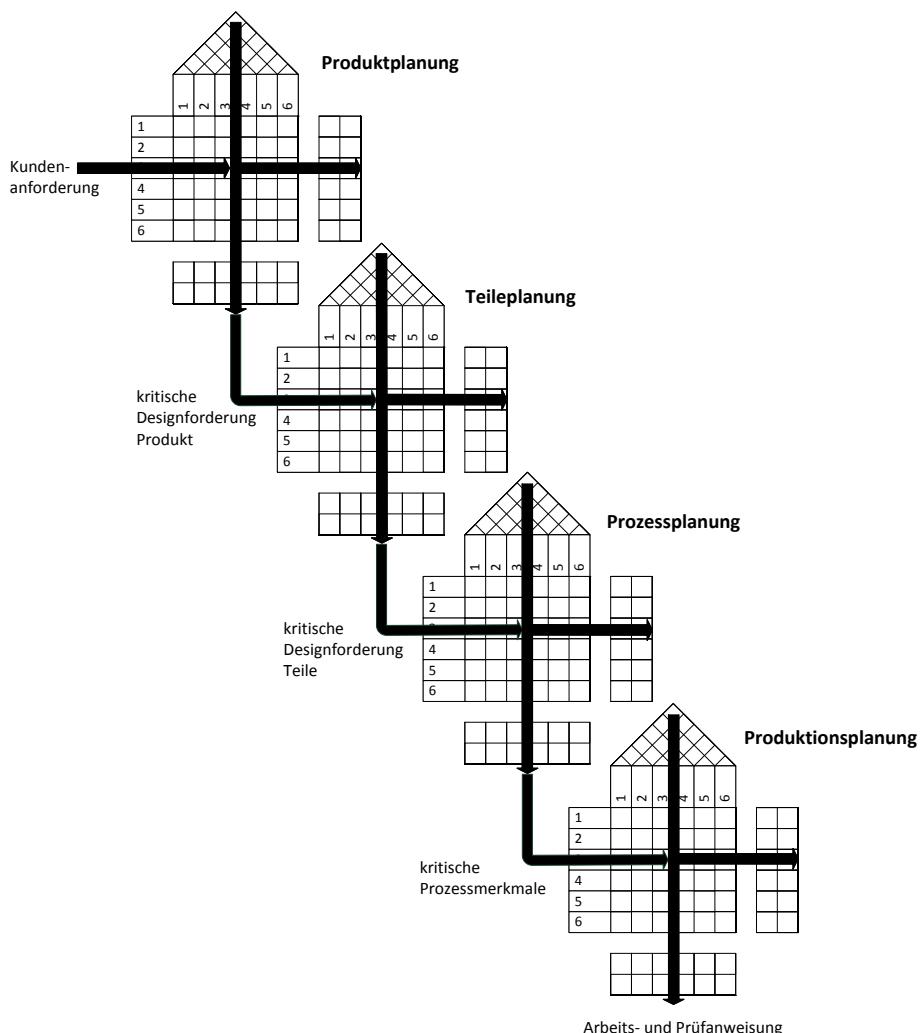


Bild 3: QFD Phasen der Produktplanung /5/

In dem Beispiel der Entwicklung eines UHPCs an die speziellen Anforderungen eines Fertigteilherstellers wurde das House of Quality in zwei Entwicklungsphasen dargestellt verwendet. In der ersten Phase sollen die Anforderungen, die von dem Kunden, also dem Fertigteilhersteller, an den Werkstoff UHPC gestellt werden in Eigenschaften und Prüfungen, die innerhalb des Entwicklungsprozesses als „Steuerschrauben“ für die UHPC dienen, übersetzt werden. Auf diese Weise werden die identifizierten und gewichteten Anforderungen des Fertigteilherstellers mit den geeigneten Versuchen überprüft und somit eine priorisierte Vorgehensweise in dem Optimierungsprozess vorgegeben. In der zweiten Phase des QFD werden die bereits in der ersten Stufe ermittelten Prüfungen auf deren Beeinflussung und Optimierungsrichtung hinsichtlich der UHPC-Rohstoffe analysiert.

Mit Hilfe der systematisierten Tabellen wird eine Kombination von Qualitätsmerkmalen und Untersuchungen, die Qualitätsmerkmale darstellen, zusammen mit einer Auswahl von kritischen Produktionsmerkmalen geschaffen, die besonders wichtig für die Erfüllung von Kundenanforderungen sind. In dem im folgendem in Bild 4 dargestellten Beispiel werden die Anforderungen des Fertigteilherstellers an das Material UHPC für Fahrbahnplatten gestellt und in kritische Frischbeton-, Baustoff- und Herstellungsmerkmale überführt. Auf

der linken Seite der von Bild 4 werden die identifizierten Kundenanforderungen erfasst. Für die Identifikation der Kundenforderungen können viele verschiedene Methoden genutzt werden. Sie können sich z.B. aus den Ergebnissen einer Marktforschung ergeben. In dem dargestellten Beispiel wurden die Kundenanforderungen durch eine Beschreibung von einem von der BASt gefördertem Kooperationsprojekt für leise Straßen aus Betonfertigteilen und durch Gespräche mit dem Fertigteilhersteller sowie mit weiteren Projektpartnern zusammengestellt. Diese werden auf einer Skala von 1 bis 5 nach ihrer Wichtigkeit bewertet (2). Dabei steht eine 1 für Anforderungen, die weniger wichtig sind und eine 5 für die Anforderungen, die sehr wichtig sind. Die Gewichtung ergibt sich durch die nach der Identifikation der Kundenanforderungen durchgeführte Analyse. Diese sollte für einzelne Kundenanforderung vorzugsweise durch interdisziplinäre Teams aus verschiedenen Bereichen eines Unternehmens durchgeführt werden. In diesem Beispiel wurden Mitarbeiter des Fachgebiets zu Rate gezogen um die Gewichtung der einzelnen Kundenanforderungen in Relation zueinander durchzuführen. Des Weiteren wurden auch bei verschiedenen Projekttreffen und innerhalb der Projektlaufzeit Prioritäten festgelegt. In den oberen Spalten stehen, wie bereits beschrieben, die Qualitätsmerkmale (Frischbeton-, Baustoff- und Herstellungsmerkmale) von UHPC (3), die besonders stark mit den Kundenanforderungen korrelieren. Für die einzelnen Qualitätsmerkmale befinden sich direkt über ihnen Zeichen, die die Optimierungsrichtung vorgeben (4). Die Pfeile „nach oben“ bedeuten eine Erhöhung der jeweiligen Werte und die Pfeile „nach unten“ eine Absenkung. Bei Merkmalen, die einen speziellen Wert annehmen sollen, wird ein Kreis verwendet. Auf diese Weise wird für die einzelnen Qualitätsmerkmale eine Optimierungsrichtung dargestellt. Über diesen Zeichen befindet sich das sogenannte „Dach“ des House of Quality (5). Dieses Dach beschreibt die Wechselwirkungen der Qualitätsmerkmale untereinander.

Die Betrachtung der Wechselwirkungen ist für die Wahl der Komponenten ausschlaggebend, da sich einige Elemente gegenseitig unterstützen, andere hingegen können einen stark negativen Einfluss aufeinander haben oder sich sogar ausschließen. Die stark positiven Einflüsse werden in der Wechselwirkungsmatrix mit einem „Haken im grünen Kreis“ und die positiven Wechselwirkungen mit einem „grünem Kreis“ gekennzeichnet, wobei die stark negativen Einflüsse mit einem „Kreuz im roten Kreis“ und die negativen Einflüsse mit einem „roten Kreis“ gekennzeichnet werden. Bestehen keinerlei Wechselwirkungen zwischen den Funktionen bzw. sind diese irrelevant, dann wird kein Zeichen in dem Schnittpunkt zwischen den Funktionen eingetragen. In der Beziehungsmatrix (6), die zwischen den Anforderungen und den Funktionen entsteht, werden die Beziehungen zwischen den beiden Bereichen durch die Zahlen 0, 1, 3 und 9 dargestellt. Die Zahl 0 bedeutet, dass das Qualitätsmerkmal keinen Einfluss auf die Erfüllung der Anforderung hat die Zahl 1 bedeutet, dass es einen leichten Einfluss hat, die Zahl 3, dass es einen mittelstarken Einfluss hat und die Zahl 9, dass es einen starken Einfluss hat. Auf diese Weise kann gezeigt werden, inwieweit welche Anforderungen durch welches Qualitätsmerkmal erfüllt werden. Durch die Gewichtung der Anforderungen wird deren Bedeutung hervorgehoben. Unter der Beziehungsmatrix werden die objektiven Zielwerte festgelegt (7), die ein Qualitätsmerkmal erreichen soll. Um einen Vergleich zu Konkurrenzprodukten zu haben befindet sich rechts neben der Beziehungsmatrix der Kundenwettbewerbsvergleich (8). Mit dem Vergleich können die Vorteile des eigenen Produktes gegenüber den Wettbewerbsprodukten gezeigt werden. Das Pendant zu dem Kundenwettbewerbsvergleich ist der technische Wettbewerbsvergleich (9). In diesem Bereich werden die objektiven Zielwerte des eigenen Produktes mit den Zielwerten der Wettbewerber verglichen. Unter diesem Bereich befindet sich eine Zeile, in welcher der Schwierigkeitsgrad der technischen Umsetzbarkeit der Qualitätsmerkmale (10) bewertet wird. Da sich in dem Beispiel auch Prüfungen der Qualitätsmerkmale befinden, wird der Schwierigkeitsgrad für die Durchführung der Prüfungen zusammen mit deren Aufwand bewertet. Es ist möglich den Schwierigkeitsgrad durch eine Gewichtung mit einem Faktor in die Berechnung der technischen Bewertung einfließen zu lassen. In so einem Fall sollte ein niedriger Schwierigkeitsgrad mit einer hohen Zahl in die Gesamtberechnung miteinfließen und ein hoher Schwierigkeitsgrad mit einer niedrigen Zahl. Auf diese Weise ist es möglich die einfach umsetzbaren Qualitätsmerkmale als erstes durchzusetzen. Die letzten Felder im „House of Quality“ befinden sich direkt unter dem Schwierigkeitsgrad und haben die Aufgabe die technische Bedeutung der einzelnen Qualitätsmerkmale darzustellen (11). Diese Gesamtgewichtung der Qualitätsmerkmale ist das Produkt aus den Faktoren der Gewichtung der Kundenanforderungen mit der Bewertung der Beziehung zwischen den Anforderungen und den Qualitätsmerkmalen. Die technische Bedeutung wird als absolute und als relative Zahl angegeben. Des Weiteren wird eine Rangfolge der Qualitätsmerkmale dargestellt, wobei das Qualitätsmerkmal mit der höchsten Zahl auf dem ersten Platz steht. Die folgende Abbildung zeigt das Beispiel der Ableitung der Qualitätsmerkmale von den Kundenanforderungen, die an einen UHPC für geräuschrückende Fahrbahnbeläge aus Fertigteilen gestellt werden. Dabei dienen die Werte einer Veranschaulichung der Funktionsweise von QFD und wurden noch nicht vollständig validiert.

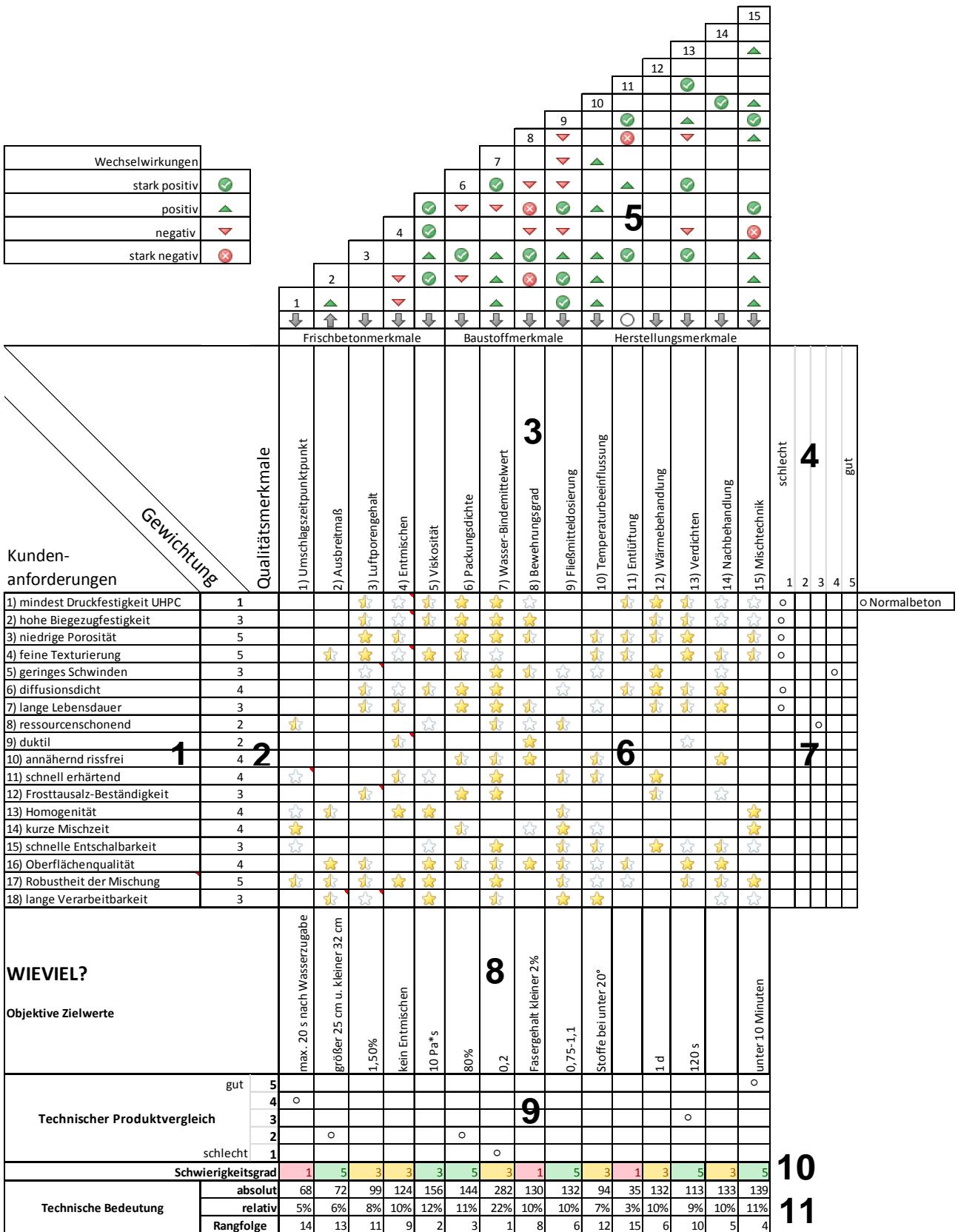


Bild 4: QFD-Produktplanung für eine UHPC Anwendung

Beispielhaft ist anhand der Abbildung zu erkennen, dass laut der QFD-Berechnung die absolute Gewichtung des Wasserbindemittelwertes bei 282 und die relative Gewichtung bei 22 liegen, wodurch es in der Rangfolge an erster Stelle steht. Im Vergleich dazu liegen die absolute Gewichtung der Packungsdichte bei 144 und die relative Gewichtung bei 13%. Beide Werte sind verglichen mit anderen Ergebnissen aus der Matrix relativ hoch und sollten nach der reinen Berechnung als erstes optimiert und erreicht werden. Wird das „Dach“ des House of Quality betrachtet, ist ersichtlich, dass sich beide Komponenten stark positiv beeinflussen, da die Erhöhung der Packungsdichte durch eine Reduzierung des Wasserbindemittelwertes, in Folge von einer bei diesem Beispiel betrachteten Bindemittelgehalterhöhung, unterstützt wird. Auf diese Weise ist es möglich Synergien zwischen den einzelnen Qualitätsmerkmalen zu erkennen. Im Gegensatz dazu steht der Bewehrungsgrad in einer negativen Beziehung zum Ausbreitmaß, denn das Ausbreitmaß verringert sich mit zunehmendem Fasergehalt. Auf diese Weise können die kritischen Qualitätsmerkmale identifiziert und in die nächste Stufe des QFD integriert werden. Dabei werden die Ergebnisse aus der Stufe der Produktplanung für die Gewichtung der kritischen Qualitätsmerkmale in der Teileplanung (2. Stufe QFD) übernommen. Die kritischen Qualitätsmerkmale stehen in der zweiten Stufe an der Stelle der Kundenanforderungen. Der Begriff der Teileplanung ist für einen Baustoff etwas unglücklich gewählt. Ein Teil der Mischung ist als ein Rohstoff, der in der Mischung benutzt wird zu verstehen. Die folgende Abbildung (Bild 5) zeigt die Teileplanung für das beschriebene Beispiel. Die Tabelle der Teileplanung ist ähnlich wie in Bild 4 aufgebaut. Anders als in Bild 4 sind links nicht die Kundenanforderungen dargestellt, sondern die kritischen Qualitätsmerkmale (1). Diese werden ebenso wie die Kundenanforderungen zu den Qualitätsmerkmalen in Bild 4 auf die Beziehung zu den Komponenten mit den oben dargestellten Zahlen 0, 1, 3 und 9 bewertet. In (2) von Bild 5 werden die Gewichtungen aus Bild 4 übertragen und später bei der Berechnung der Technischen Bedeutung mit einbezogen. Auf diese Weise ist es möglich herauszufinden in wie weit die kritischen Qualitätsmerkmale durch die Komponenten beeinflusst werden.

Auf diese Art können Rückschlüsse auf die Mischungszusammensetzung gezogen und die Beziehung zwischen den Rohstoffen, über die Qualitätsmerkmale hin zu den Kundenanforderungen nachvollziehbar erarbeitet und dokumentiert werden. In Abbildung 5 ist ein beispielhafter Aufbau für die QFD-Komponentenplanung veranschaulicht. Die kritischen Qualitätsmerkmale aus der ersten Phase und die möglichen Komponenten wurden bereits in die Abbildung eingetragen. Die Beziehungen zwischen den kritischen Qualitätsmerkmalen und den Komponenten und alle weiteren Bestandteile der 2. Phase des QFD wurden aufgrund von unvollständigen Informationen noch nicht eingetragen. Die Informationen werden im weiteren Verlauf der Forschungsaktivitäten vervollständigt.

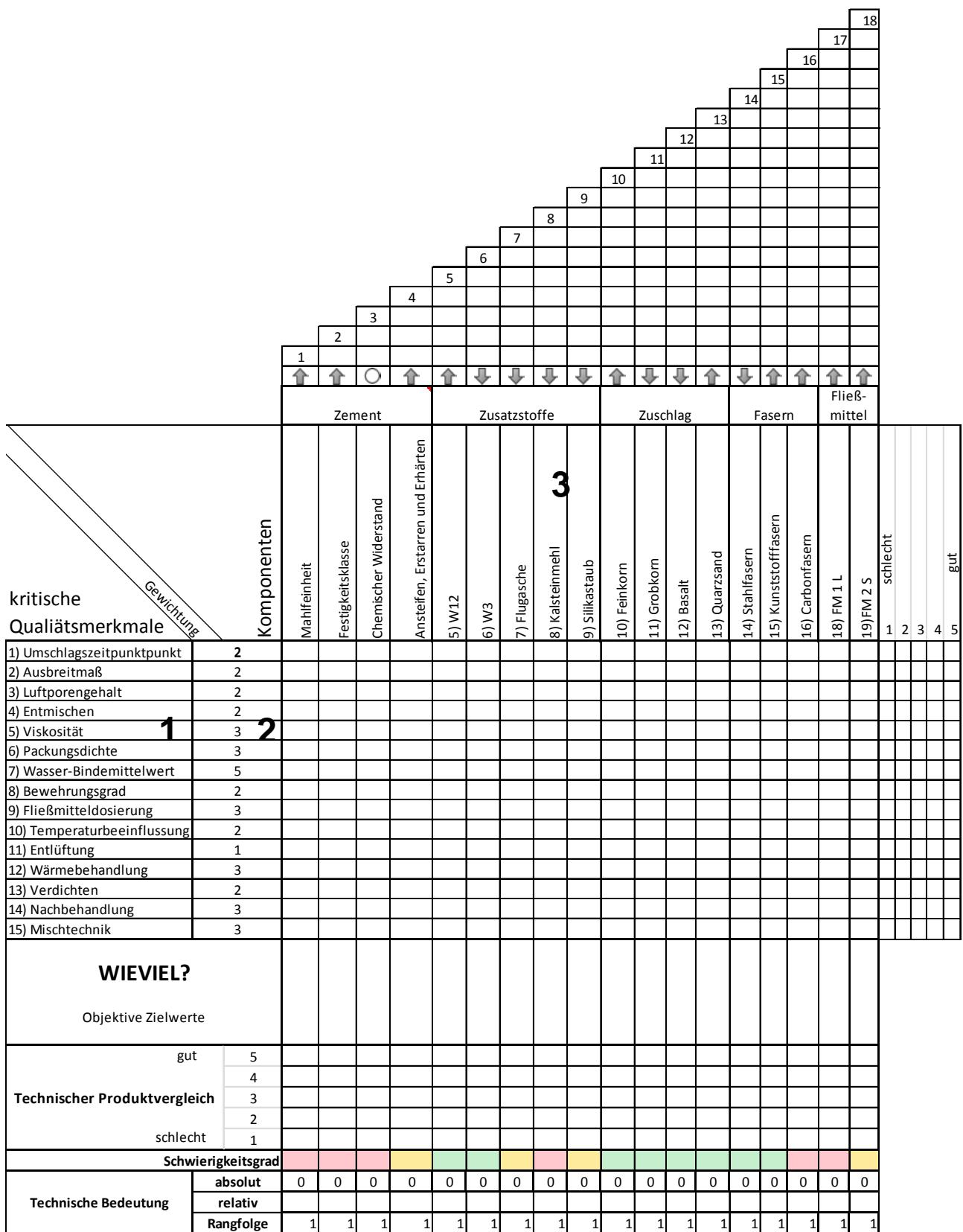


Bild 5: QFD Komponentenplanung für eine UHPC Anwendung

5 Zusammenfassung und Ausblick

„Der Gewinn der Bearbeitung eines HOQ liegt darin, dass sich der Konstrukteur auf die Bearbeitung dieser – wesentlichen - Designanforderungen konzentrieren und dadurch die Bearbeitung der Designanforderungen schneller erledigen kann.“ /5/ Dieser Gewinn lässt sich auch bei dem Entwurf einer UHPC Rezeptur beobachten. In einem Stoffgemisch, das viele „Stellschrauben“ besitzt an denen jegliche Veränderungen der Mischungszusammensetzung starke Auswirkungen auf die Eigenschaften des Festbetons haben kann, ist es sowohl von besonderer Wichtigkeit die Beziehungen zwischen den Kundenanforderungen und den Qualitätsmerkmalen als auch die Interdependenzen zwischen den einzelnen Mischungskomponenten zu erkennen und vollständig zu dokumentieren. Das QFD übernimmt hierbei diese Aufgabe und zeigt des Weiteren eine mögliche Vorgehensweise in der Optimierung einer UHPC-Mischung. Eine sehr wichtige Voraussetzung für einen erfolgreichen Einsatz von QFD ist, dass ein Team von Experten aus verschiedenen Bereichen Wissen in das HOQ einfließen lässt. Durch das Expertenwissen und dessen Koordination im Rahmen eines QFD-Analyseprozesses ist es möglich eine bestmögliche Berücksichtigung der Kundenanforderungen in einer kurzen Entwicklungszeit zu gewährleisten /3/. Das Expertenwissen sollte besonders in dem Fall der Entwicklung eines UHPCs dokumentiert oder in Form einer kleinen Datenbank hinterlegt werden. Auf diese Weise ist es möglich die jeweiligen Entscheidungen zu den Bewertungen der Beziehungen und deren Interdependenzen klar nachzuvollziehen. Des Weiteren wäre deren Aktualisierung und Validierung mit einem ständigen Wissenszuwachs über ein Zusammenspiel der Kundenanforderungen, der Qualitätsmerkmale und der Komponenten verbunden. Als eine Vertiefung der bereits beschriebenen Vorgehensweise zum QFD von einem UHPC an dem Beispiel eines Fertigteilherstellers wäre noch eine tiefere Stufe denkbar, die sich z.B. mit den einzelnen Bestandteilen eines Zements oder weiterer Rohstoffe beschäftigt. Eine solche Anwendung wäre beispielhaft bei einem Kooperationsprojekt mit einem Zementhersteller denkbar.

6 Literatur

- /1/ Qualitätsmanagementsysteme – Grundlagen und Begriffe (ISO 9000:2005); Dreisprachige Fassung EN ISO 9000:2005
- /2/ Pfeifer, T.: Qualitätsmanagement. Strategien, Methoden, Techniken. 3. Aufl. München (2001)
- /3/ Pfeifer, T.; Schmitt, Robert: Qualitätsmanagement. Strategien, Methoden, Techniken. 4. Aufl. München (2008)
- /4/ Masing, Walter; Pfeifer, Tilo: Handbuch Qualitätsmanagement. 5. Aufl. München: Hanser (2007)
- /5/ Zoschke, M: Quality Function Deployment (QFD) in Kamiske, G.F.: Qualitätstechniken für Ingenieure. Syposion Publishing Auflage: 2 (2009)
- /6/ Linß, G.: Qualitätsmanagement für Ingenieure. 2., aktualisierte und erweiterte Auflage: Fachbuchverlag Leipzig im Carl Hanser Verlag (2005)

Siemon Piotrowski

Dipl.-Wirtsch.-Ing, Wiss. Mitarbeiter
 Universität Kassel
 Mönchebergstraße 7
 34125 Kassel
 s.piotrowski@uni-kassel.de

Forschungsschwerpunkt:

- Wirtschaftlichkeit und Entwicklung von UHPC



Ultra-Hochfester Beton für multifunktionale Fahrbahnen im Straßenbau

Benjamin Scheffler, Michael Schmidt

1 Einleitung

Fahrbahndecken aus Beton kommen immer dann zur Anwendung, wenn an Straßenbefestigungen hohe Anforderungen hinsichtlich Tragfähigkeit und Standfestigkeit gestellt werden. Dennoch verringern sich die Lebensdauer sowie die Nutzungseigenschaften aufgrund des immer steigenden Verkehrsaufkommens, besonders auf deutschen Fernverkehrsstraßen. Dieser Umstand macht es erforderlich, kostengünstige und innovative Instandsetzungsverfahren zu entwickeln, welche materialsparend, aber dennoch tragfähig und dauerhaft sein sollten. Eine aus den USA bekannte Methode hierfür ist das „Whitetopping“-Verfahren, bei welchem geschädigte Asphalt- und Betonfahrbahnen mit einer ca. 15 bis 25 cm dicken Betondecke überbaut werden. In der jüngsten Generation des „Ultra-Thin-Whitetopping“ wird dazu ein Hoch- bzw. Ultra-hochfester Beton verwendet. Durch die hohen Druckfestigkeiten des UHPC von über 150 N/mm² und einer Biegezugfestigkeit von 15 – 35 N/mm² - zusammen mit Stahlfasern, sowie einem äußerst dichten Mikrogefüge ist es möglich, dauerhafte Schichten von weniger als 15 cm mit einer ausreichenden Tragfähigkeit herzustellen.

Dabei zielt die neueste Entwicklung darauf ab, die Nutzungseigenschaften - hohe Griffigkeit und geringe Lärmemissionen - von den Tragfähigkeitseigenschaften zu entkoppeln und zwei Schichten für die entsprechenden Hauptanforderungen einzubauen. Dieses System besteht aus einer Kombination einer grobkörnigen UHPC-Schicht und eines speziellen, nano-optimierten Hochleistungs-Mörtels oben, der mit einer besonderen Oberflächenstruktur zur deutlichen Verringerung der Reifengeräusche (bis -5 dB (A)) versehen wird. Im ersten Schritt wurde die Verarbeitbarkeit des üblicherweise für konstruktive Anwendungen genutzten, fließfähigen UHPC an eine steif/plastische Konsistenz angepasst. Dadurch wurde es möglich, den grobkörnigen Beton mit konventionellen Gleitschalungsfertigern einzubauen und ausreichend zu verdichten. Im nächsten Schritt wurde ein Mörtel für die obere Schicht entwickelt. Um die Laborergebnisse zu validieren und um die Leistungsfähigkeit weiter zu optimieren, wurde das neue Whitetopping-System in Feldversuchen praktisch angewendet. Vor dem Hintergrund einer möglichen Störung der Verbundzone bedingt durch die Bildung der sog. „Elefantenhaut“ wurden im Labormaßstab Untersuchungen am zweischichtigen System durchgeführt. Die Ergebnisse zeigen, dass ein monolithischer Verbund zwingend notwendig ist, dieser jedoch auch mit praxistauglichen Maßnahmen erzielt werden kann.

2 Sachstand

Die in diesem Paper vorgestellten Ergebnisse resultieren aus dem Forschungsvorhaben „Multifunktionale Fahrbahn aus nanooptimiertem Hochleistungsbeton“, welches vom Bundesministerium für Bildung und Forschung (BMBF) im Rahmen der Fördermaßnahme „Nanotechnologie im Bauwesen – NanoTecture“ (13N10492-10500) gefördert wird. Ziel ist es die bereits in einem Vorgängerprojekt der BASt /1/ exemplarisch erlangten Erkenntnisse zur Herstellung von Deckschichten im Straßenbau mit Hochleistungsbeton zu vertiefen und mit einem Ultra-Hochleistungsbeton umzusetzen. Es soll vor allem erforscht werden ob die Whitetopping-Bauweise noch dauerhafter und dadurch noch wirtschaftlicher und nachhaltiger wird. Zu diesem Zweck soll ein besonders gefügedichter, bewehrter, faserhaltiger Ultra-Hochfester Beton mit einer Druckfestigkeit von rund 150 N/mm² verwendet werden.

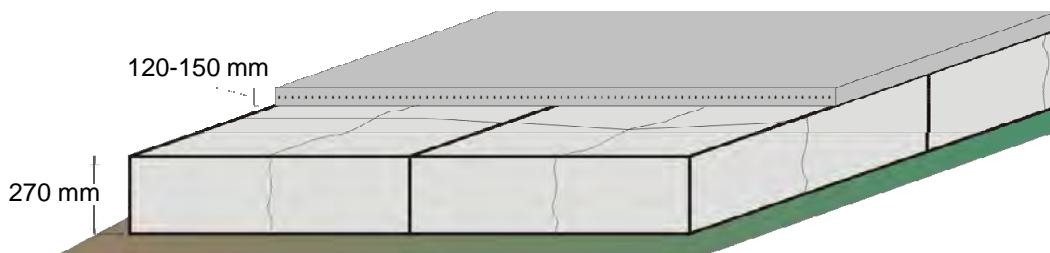


Bild 1: Whitetopping mit Ultra-Hochfestem Beton

Bild 1 zeigt eine schematische Darstellung der Instandsetzung einer abgängigen Straße mit einer Schicht aus UHPC. Diese Schicht wiederum besteht aus einer oben liegenden, nur 10 – 20 mm dicken Nutzschicht

und einer darunter befindlichen Tragschicht von ca. 120 – 150 mm Höhe. Die vorhandene Substanz bleibt bestehen und dient als hochwertige Tragschicht. Die Konzeption des Tragschichtbetons wurde nach folgenden Schritten durchgeführt. Zunächst wurden unter dem Gesichtspunkt des Schwindverhaltens, der Hydratationswärmeentwicklung, Dichtigkeit der Mikrostruktur und einer fertigergerechten Verarbeitbarkeit geeignete Ausgangsstoffe ausgewählt. Um eine dichte Gefügestruktur, nahezu frei von Kapillarporen und somit dicht gegen Chloridionen zu erhalten, wurde die Packungsdichte der Feinststoffe optimiert /2/. Danach wurde der Gehalt des Leimes in unterschiedlichen Grenzen variiert, um ihn an den Gehalt des Grobkorns, bzw. das Korngerüst anzupassen, sodass sowohl eine steif/plastische Konsistenz, als auch eine ausreichende Kan tenstabilität des grünen Betons nach dem Verlassen der Schalung erreicht wird. Die Konsistenz der Nutzschicht wurde unter dem Gesichtspunkt der Prägbarkeit über die Fließmitteldosierung eingestellt. Abschließend wurden Versuche zum Verbundverhalten der Trag- und Nutzschicht durchgeführt.

3 Experimentelle Untersuchungen

3.1 Leim

Allgemein weist fließfähiger UHPC üblicherweise einen Zementgehalt von 700 – 900 kg/m³ auf. Dies führt zu einem frühen und starken Schwinden des Betons, die Gefahr unerwünschter Risse wird größer. Ein erhöhter Bewehrungsanteil zur Rissbreitenbeschränkung ist die Folge. Weiterhin muss mit einer hohen Hydratationswärmeentwicklung gerechnet werden. UHPC neigt des Weiteren, bedingt durch einen hohen Anteil an Fließmittel und Silikastaub, zu einer zäh/klebrigen Konsistenz. Zunächst mussten deshalb der Zementgehalt und der Zementleimanteil im Beton reduziert werden. Um die Hydratationswärmeentwicklung und das Schwinden zu minimieren, wurde zudem ein CEM III/A mit einem Hüttensandanteil von 40 % verwendet. Tabelle 1 gibt einen Überblick über die Feinststoffe.

Tabelle 1: Übersicht über ausgewählte Eigenschaften der Feinststoffe

Rohstoffe	Rohdichte [kg/dm ³]	Größtkorn D_{95} [µm]	RRSB x' [µm]	RRSB n [-]	spez. Oberfläche [cm ² /g]
CEM III/A 42.5 N	3.00	36.2	10.1	1.26	4000
Silikastaub (Silicoll P u.)	2.20	0.5	0.3	2.12	198000 /2/
Quarzmehl (Millisil W3)	2.65	256.9	84.8	0.92	1100

Neben einer außerordentlich hohen Festigkeit eines UHPC ist besonders dessen Gefügedichtigkeit essentiell. Eine höhere Packungsdichte führt zu einem geringeren Wasseranspruch des Korngemisches und zusammen mit dem geringen Wasser-Bindemittel-Wert von ca. 0.20, wird eine hohe Dichtigkeit der Mikrostruktur erreicht, speziell gegen das Eindringen von Chloriden für einen erhöhten Frost-Tausalz-Widerstand (ohne LP-Bildner und mit CEM III/A). Eine wirksame Packungsdichtheiterhöhung wird durch eine gezielte holometrische Abstimmung der reaktiven und inerten Feinststoffe, kleiner als 125 µm, erreicht. Bild 2 zeigt das Verhalten des Korngerüstes bei der Verwendung unterschiedlicher Korngrößen und –anteile. Speziell Mischungen mit Stoffen deren Verteilungen sich deutlich unterscheiden, weisen weniger Hohlräume auf /3/.

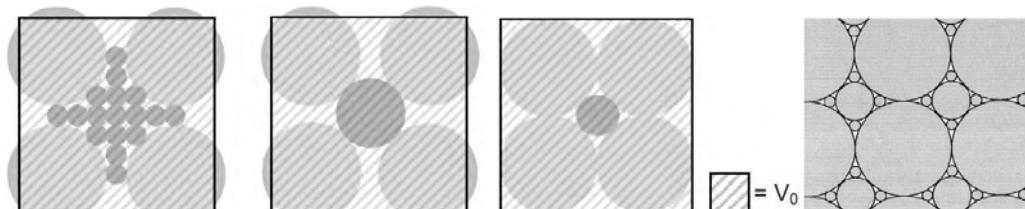


Bild 2: Links: Auseinanderdrängen des Korngerüstes durch zu viele feine Partikel (links), zu große Partikel (mitte) und eine ideale Füllung der Hohlräume (rechts); Rechts: Optimale Korngrößenverteilung /4/

Die Packungsdichte wird optimiert indem man jeweils passende Füllkörper in das Korngerüst einbringt, die die Hohlräume zwischen den jeweils größeren Kornfraktionen ausfüllen können. Die Bestimmung der Packungsdichte der trockenen Bestandteile erfolgte nach der Methode beschrieben von Schwanda und Geisenhanslücke /5/. Bisherige Erkenntnisse haben gezeigt, dass ein Kompromiss zwischen einer idealen Hohl-

raumfüllung der Feinststoffe und einer ausreichenden Verarbeitbarkeit und Standfestigkeit gefunden werden muss. Es wurden umfangreiche Leimuntersuchungen durchgeführt mit dem Ziel, einen möglichst fließfähigen und gut entlüftenden Leim mit hoher Packungsdichte zu erhalten, welcher die groben Gesteine möglichst gut umhüllt. Silikastaub bestimmt aufgrund seiner extremen Feinheit und der dementsprechend hohen spezifischen Oberfläche in besonderem Maße die Rheologie des Leimes. Der Anteil an Silikastaub wurde sukzessive von 0 – 31 % erhöht und das Ausbreitmaß, die Rohdichte und der Luftgehalt bestimmt sowie die theoretische Packungsdichte der Mischungen berechnet, siehe Bild 3. Der w/b-Wert wurde konstant bei 0.20 festgehalten und das Fließmittel mit 0.5 M.-% dosiert (FMW/b-Wert).

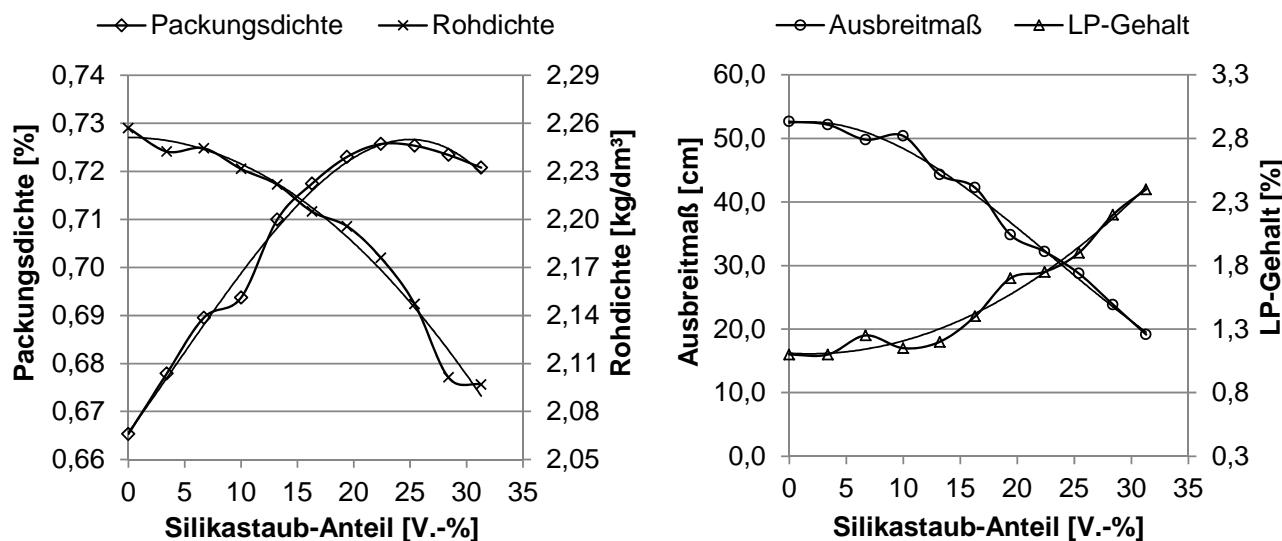


Bild 3: Links: Packungsdichte und Rohdichte in Abhängigkeit vom Silikastaub-Gehalt; Rechts: Ausbreitmaß und Luftporengehalt in Abhängigkeit vom Silikastaub-Gehalt

Bild 3 (links) zeigt einen signifikanten Abfall der Rohdichte, vor allem bedingt durch die unterschiedlichen Rohdichten von Zement und Silikastaub. Der Anteil an Silikastaub wurde in Schritten variiert (V.-% vom Bindemittel (Zement+Silikastaub)). Ab einem m/b-Wert von ca. 15 % fällt die Rohdichte jedoch überproportional. Die Ursache ist der ebenfalls ab 15 % überproportional steigende LP-Gehalt, welcher sich in Folge einer schlechteren Verarbeitbarkeit, auch bedingt durch die überproportional ansteigende Oberfläche im System, erhöht. Ein Maß hierfür ist das Ausbreitmaß, welches bis zu diesem Punkt annähernd stabil ist. Zudem nähert sich die theoretische Packungsdichte dem Maximum. Mit einem höheren Anteil an Silikastaub steigt selbige. Dadurch verbleiben weniger Hohlräume, wodurch der Wassersanspruch der Mischung sinken sollte. Jedoch: bei ca. 15 % fällt das Ausbreitmaß überproportional – was wiederum bedeuten würde, dass der Wassersanspruch steigt. Entsprechend der praktischen Untersuchungen ist hier ein Punkt erreicht, an welchem die groben Partikel gefüllt sind und die Verarbeitbarkeit gerade noch sichergestellt ist. Für das weitere Vorgehen wurde im Sinne der Verarbeitungseigenschaften ein Verhältnis m/b von ca. 15 % gewählt. Das Vorgehen zur Bestimmung des optimalen Anteils von Quarzmehl und Quarzsand 0.125/0.5 war identisch. Auf diese Weise wurde eine Leimmischung mit einer Festigkeit von ca. 140 N/mm², geprüft an unbewehrten, nicht wärmebehandelten Mörtelprismen erreicht. Tabelle 2 gibt einen Überblick über ausgewählte Eigenschaften des frischen und erhärteten Mörtels. Die Prüfkörper (Prismen 40 × 40 × 160 mm³) wurden unter Normbedingungen gelagert und im Alter von 28 Tagen geprüft.

Tabelle 2: Ausgewählte Mörtel-Eigenschaften

Testmethode	Ergebnis
Ausbreitmaß /6/	[cm] 34
Schermoment (Fließgrenze)	[Nmm] 0.55
Rohdichte (frisch) /6/	[kg/dm³] 2.46
Luftgehalt /6/	[%] 1.4
Druckfestigkeit /7/	[N/mm²] 144.6
Biegezugfestigkeit /7/	[N/mm²] 11.6
Rohdichte (fest) /6/	[kg/dm³] 2.33
Porosität (Quecksilberdruckporosimetrie)	[V.-%] 6.5
Packungsdichte /4/, /5/	[-] 0.80

3.2 Beton

Bild 4 (links) zeigt ein Strukturmodell eines Traggerüsts der groben Gesteinskörnung und dessen Verhalten bei steigendem Feinmörtelanteil /8/. Phase 1 zeigt ein mörtelfreies Tragsystem grober Gesteinskörnung. In Phase 2 bedeckt ein geringer Anteil an Feinmörtel das Grobkorn und verleiht dem „Beton“ eine gewisse, jedoch geringe Festigkeit, verursacht durch den noch signifikanten Anteil an Hohlräumen zwischen den Körnern. Bezuglich der Verformungsbeständigkeit des frisch verdichteten „grünen“ Betons sowie dessen Druckfestigkeit, ist Phase 3 theoretisch die optimale Struktur. Die Gesteinskörner sind in Kontakt zueinander, was den Beton bei Druckbeanspruchung mit einem Maximum an Lastübertragung zwischen den Körnern ausstattet. Der Feinmörtel füllt die Hohlräume komplett aus, was zu einer Steigerung der Dichte führt und dem Beton ebenfalls eine optimale Zugfestigkeit verleiht. Die Verarbeitbarkeit wird jedoch nicht optimal sein, da die Verformbarkeit des Betons durch die Reibung bedingt durch den Korn-zu-Korn-Kontakt behindert wird, speziell bei der Verwendung gebrochener Gesteinskörnungen. Dementsprechend ist Phase 4 für diesen Anwendungsfall das Optimum. Ein geringer Überschuss an Feinmörtel sorgt für einen Schmierfilm zwischen den Körnern und erlaubt eine genügende Bewegung der Körner bei einer dynamischen Verdichtung und eine Steigerung der Dichtigkeit. Um eine ausreichende Entlüftung während der Verdichtung und eine ausreichende Kantenstabilität des Betons sicherzustellen, muss der Mörtel eine entsprechende Viskosität und Stabilität ausweisen, wie zuvor beschrieben /8/.

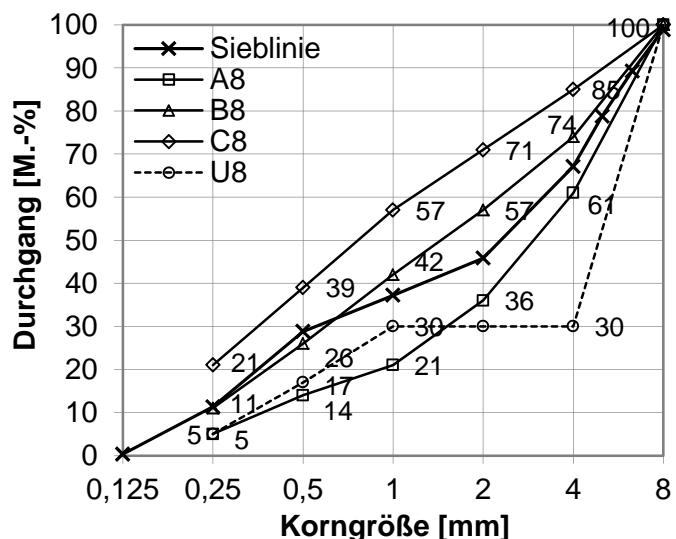
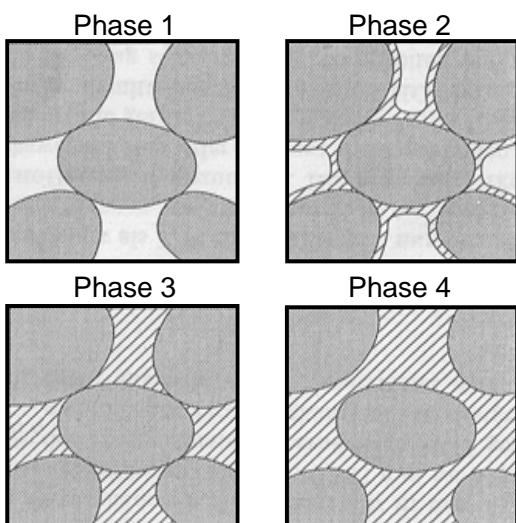


Bild 4: Links: Strukturmodell des Korngerüsts, gefüllt mit Feinmörtel /8/; Rechts: Sieblinie der verwendeten groben Gesteinskörnung

In Bild 4 (rechts) zeigt die Korngrößenverteilung der groben Gesteinskörnung. Nach DIN 1045 verläuft die Kurve im grob- bis mittelkörnigen Bereich, dem sog. günstigen Bereich. Zur Erstellung der Beton-Rezeptur wurde der Anteil des Leimes bis 0,5 mm sukzessive erhöht. Das Verhältnis Leim zu Gesteinskörnung bezeichnet den volumetrischen Anteil an Feinmörtel im System. Für jeden Verhältniswert wurde das Verdichtungsmaß gemäß DIN EN 12350-4 /9/ sowie die äußere Erscheinung der Prüfkörper bestimmt, siehe Bild 5. Auf der vertikalen Achse sind die Konsistenzklassen nach DIN EN 206-1/DIN 1045-2 aufgetragen /10/, /11/. Die Konsistenz für herkömmlichen Straßenbeton liegt im Bereich einer steifen (C1) und plastischen (C2) Konsistenz. Mit einem steigenden Anteil an Feinmörtel sinkt das Verdichtungsmaß des Betons stetig.

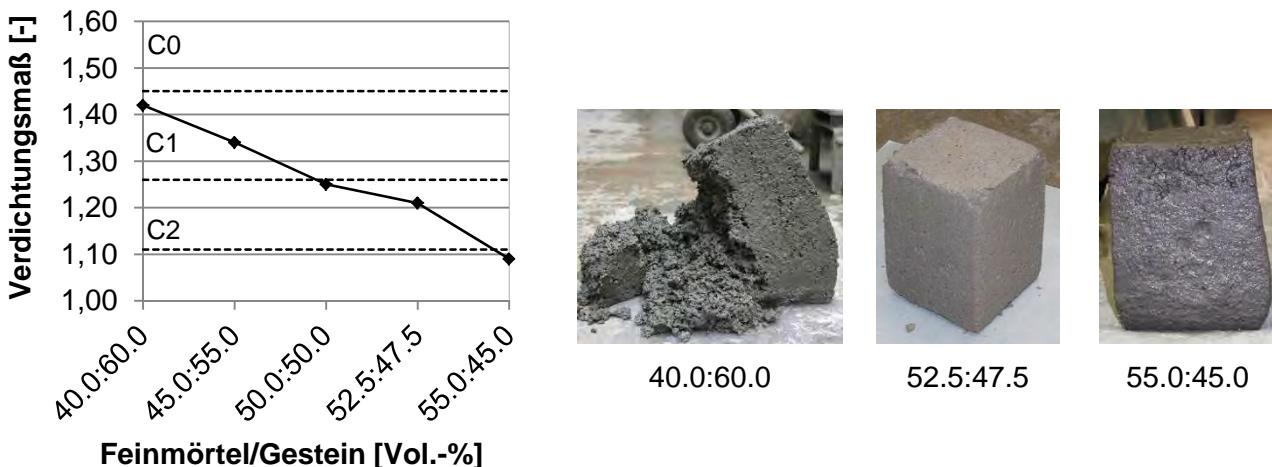


Bild 5: Links: Verdichtungsmaß in Abhängigkeit vom Verhältnis Feinmörtel/Grobkorn; Rechts: Prüfkörper nach der Bestimmung des Verdichtungsmaßes

Um ein geeignetes Verhältnis auszuwählen, wurden die Standfestigkeit der Verdichtungsmaß-Prüfkörper nach der Prüfung sowie die erzielte Oberflächenqualität bestimmt. Die Grünstandfestigkeit des Betons ist in Bild 5 (rechts) dargestellt. Deutlich zu erkennen ist ein Zerfallen des Probekörpers bei einem Leimgehalt von nur 40 %. Es befindet sich nicht genug Mörtel im System um die Struktur ausreichend zu verdichten, die Hohlräume zu füllen und eine genügende innere Kohäsion aufzubauen um den grünen Beton zu stabilisieren. Andererseits ist ein Gehalt von 55 % bereits zu viel. Der grüne Beton-Prüfkörper verformt sich plastisch, da der Mörtel die Gesteinskörnung auseinanderdrückt und diese mehr oder weniger im Mörtel „schwimmen“. Eine genügende Grünstandfestigkeit ist unerlässlich im Betonstraßenbau, da sich der Beton nach dem Verlassen der Gleitschalung auf keinen Fall verformen darf. Entsprechend Bild 5 erfüllt der Prüfkörper bei einem Gehalt von 52.5 % diese Anforderungen am besten. Er behält seine Formtreue und bleibt unverändert stehen. Nach diesen Ergebnissen kann angenommen werden, dass der Beton eine ausreichende Grünstandfestigkeit für die folgenden Feldversuche aufweist. Die Rezeptur des fertigergerechten UHPC StB ist in Tabelle 3 zu sehen. Durch den hohen Anteil an grober Gesteinskörnung ist der Anteil an teureren Ausgangsstoffen wie Zement, Silikastaub, Quarzmehl und Fließmittel stark reduziert - verglichen mit den üblicherweise fließfähigen UHPC-Rezepturen für konstruktive Anwendungen. Dies trägt sowohl zu einer kostengünstigeren Bauweise bei, als auch zur Reduzierung schädlicher Umwelteinflüsse. Die Festbetoneigenschaften können Tabelle 4 entnommen werden. Der geringe Anteil an Kapillarporen sowie der hohe Widerstand gegen Chloriddiffusion sind für den Schutz der Bewehrung vor Korrosion von speziellem Interesse, da die Betondeckung bedingt durch die sehr geringe Schichtdicke auf ca. 2,5 cm, statt 5,5 cm reduziert ist. Die Mikrostahlfasern sind erforderlich, um die im Beton auftretenden Risse fein zu verteilen und eine Rissöffnungsweite von < 0,1 mm zu erreichen, wobei die Rissweiten nach /13/ möglichst auf < 0,05 mm begrenzt werden sollten.

Tabelle 3: Rezeptur des entwickelten UHPC StB¹⁾

Ausgangsstoffe	UHPC-StB ¹⁾	
Wasser	kg/m ³	106.0
CEM III/A 42.5 N	kg/m ³	444.0
Silikastaub (Silicoll P u.)	kg/m ³	56.0
Quarzmehl (Millisil W3)	kg/m ³	34.0
Fließmittel (PCE)	kg/m ³	8.8 ²⁾
Quarzsand 0.125/0.5	kg/m ³	561.0
Quarzsand 0.6/2	kg/m ³	272.0
Basalt 2/5	kg/m ³	595.0
Basalt 5/8	kg/m ³	487.0
Stahlfasern 0.19/13mm (1 V.-%)	kg/m ³	78.5
w/(c+ms) - Wert	-	0.22

¹⁾ Optimierung läuft; ²⁾ 54 % Feststoff

Die Rezeptur des fertigergerechten UHPC StB ist in Tabelle 3 zu sehen. Durch den hohen Anteil an grober Gesteinskörnung ist der Anteil an teureren Ausgangsstoffen wie Zement, Silikastaub, Quarzmehl und Fließmittel stark reduziert - verglichen mit den üblicherweise fließfähigen UHPC-Rezepturen für konstruktive Anwendungen. Dies trägt sowohl zu einer kostengünstigeren Bauweise bei, als auch zur Reduzierung schädlicher Umwelteinflüsse. Die Festbetoneigenschaften können Tabelle 4 entnommen werden. Der geringe Anteil an Kapillarporen sowie der hohe Widerstand gegen Chloriddiffusion sind für den Schutz der Bewehrung vor Korrosion von speziellem Interesse, da die Betondeckung bedingt durch die sehr geringe Schichtdicke auf ca. 2,5 cm, statt 5,5 cm reduziert ist. Die Mikrostahlfasern sind erforderlich, um die im Beton auftretenden Risse fein zu verteilen und eine Rissöffnungsweite von < 0,1 mm zu erreichen, wobei die Rissweiten nach /13/ möglichst auf < 0,05 mm begrenzt werden sollten.

3.3 Feldversuche

Zur Anpassung an die Baustellenbedingungen sowie zur großmaßstäblichen Herstellung der Mischung wurden im Rahmen des Forschungsprojektes mehrere Feldversuche durchgeführt. Es wurde getestet ob und wie das Material herstellbar und zugleich verarbeitbar ist. Gewöhnlicher UHPC bedarf durch seinen hohen Feinststoffgehalt einer erheblichen Mischenergie zum Aufbrechen von Agglomerationen der Feinststoffe und Aktivierung des Fließmittels, um eine ausreichende Homogenität des Mischgutes sicherzustellen. Andererseits sollte die Mischzeit nicht zu lang sein, um die Frischbetontemperatur in akzeptablen Grenzen zu halten. In diesem Sinne sollte eine kurze, jedoch intensive Mischzeit angestrebt werden. Der Beton konnte mit einem Intensivmischer gleichmäßig auf der Baustelle gemischt werden. Anschließend wurde er mit einem herkömmlichen Straßenfertiger eingebaut und verdichtet, siehe Bild 6. Der Beton wurde ausreichend verdichtet und war nach dem Verlassen der Schalung standfest und kantenstabil. Der Bohrkern in Bild 6 (rechts) zeigt die Struktur des grobkornreichen Betons mit nur einem minimalen Anteil an Verdichtungsporen.

Tabelle 4: Materialeigenschaften des fertigergerechten UHPC

Testmethode	Ergebnis		
Druckfestigkeit /14/	7 d	[N/mm ²]	110.0
	28 d		151.0
	56 d		162.0
Biegezugfestigkeit /14/	7 d	[N/mm ²]	13.0
	28 d		16.0
	56 d		17.0
Rohdichte /14/	28 d	[kg/dm ³]	2.66
stat. Elastizitätsmodul /15/	28 d	[N/mm ²]	60000
Porosität ¹⁾ (Kapillarporen)	28 d	[V.-%]	8.0 (< 1.0)
Frost-Tausalz-Widerstand /14/	28 Zyk.	[g]	< 60.0
Chloriddiffusion /16/ nach	120 h	[mm]	< 1.0
Autogenes Schwinden ²⁾ nach	1 d	[%]	0.07
	60 d		0.19
Carbonatisierungstiefe ²⁾ nach	90 d	[mm]	< 3.0

¹⁾ Quecksilberdruckporosimetrie; ²⁾ bei 20 °C/65 % rel. Feuchte

Bild 6: Links: Einbau einer 10 cm dicken Schicht aus UHPC mittels konventionellem Gleitschalungsfertiger; Rechts: aus der Fläche entnommener Bohrkern



Bild 6: Links: Einbau einer 10 cm dicken Schicht aus UHPC mittels konventionellem Gleitschalungsfertiger; Rechts: aus der Fläche entnommener Bohrkern

3.4 Verbund zwischen Betontragschicht und Oberflächenmörtel

Der Straßenverkehr trägt in erheblichem Maße zur Lärmbelästigung bei. Fahrbahnen müssen daher nicht nur griffig und eben, sondern auch lärmarm sein. Üblicherweise werden Betondecken mittels Ziehen oder Schleppen von Kunstrasen in Längsrichtung texturiert, bzw. seit dem Jahr 2006 in Waschbetonbauweise hergestellt, um die gewünschte Griffigkeit der Oberfläche zu erhalten /17/. Mit diesen Verfahren ist es in der Vergangenheit jedoch nicht möglich gewesen, die Reifen-Fahrbahn-Geräusche zielsicher zu minimieren und so die Lärmemissionen zu senken. Aus diesem Grund wird auf den vorangegangenen beschriebenen Tragschichtbeton ein Hochleistungs-Mörtel aufgebracht, welcher mit einer definierten Textur versehen wird, um die Geräuschentwicklung gezielt zu verringern /18/.

Bedingt durch die erhöhte Klebrigkeits- und den geringen Wasserbindemittelwert, bildet sich bei einem UHPC - im Gegensatz zu herkömmlichem Straßenbeton - keine bindemittelreiche „Schlämme“ an der Oberfläche. Vielmehr besteht die Gefahr der Bildung einer sog. „Elefantenhaut“. Dabei kommt es noch in der Phase des beginnenden Ansteifens, nur wenige Minuten nach Mischende, bzw. nach wenigen Minuten der Ruhe zu einem Feuchtigkeitsverlust in der Grenzschicht Beton/Luft. Die bis dato auf den Klinkerpartikeln gebildeten kurzen Calciumsilikathydratkristalle können wegen des verminderten Wasserangebotes nicht weiter reagieren, sodass sich keine festigkeitsgebenden Reaktionsprodukte bilden können und die Hydratation somit annähernd gestoppt ist /19/. Durch die klimatischen Bedingungen (direkte Sonneneinstrahlung, Windeinwirkung, etc.) erhöht sich diese Gefahr. Einer entsprechenden Nachbehandlung der Oberfläche, bereits direkt nach dem Einbau, kommt deshalb besondere Bedeutung zu /20/.

Im Labor wurden daher verschiedene Versuche an Probekörpern durchgeführt. Um einen monolithischen Verbund zu erzielen, wurden die beiden Schichten (tragende Deckschicht und Nutzschichtmörtel) unmittelbar nach deren Herstellung aufeinander aufgebracht. Für den Fall von Unregelmäßigkeiten im Herstellprozess wurde die Variante des um 120 Minuten versetzten Aufbringens der Nutz- auf die Tragschicht erprobt, was den „worst case“ simulieren soll. Zudem wurde untersucht, welchen Einfluss die Verhinderung des Feuchteverlustes aus der Deckschicht auf den Verbund hat. Dazu wurde unmittelbar nach dem Betonieren des Deckschichtbetons ein mit Wasser gesättigtes Jutetuch aufgelegt. Geprüft wurden die Schubfestigkeit, die Haftzugfestigkeit und die Biegezugfestigkeit. Es wurden jeweils ca. 0,25 m² große Prüfkörper einer Bearbeitungsmethode hergestellt (Platte) und die einzelnen Prüfkörper für die o.g. Prüfungen aus dieser herausgearbeitet, siehe Bild 7.

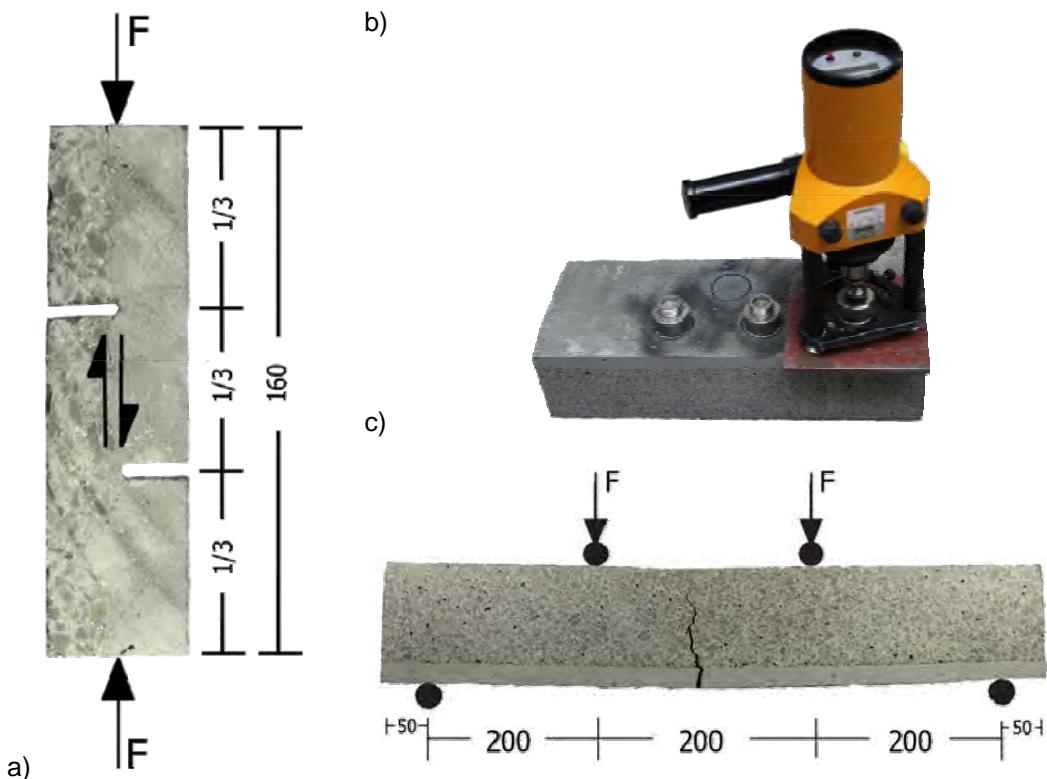


Bild 7: Prüfkörper für a) Schub-, b) Haftzug- und c) Biegezugfestigkeit

Zur Bestimmung der Schubfestigkeit bzw. der maximalen Schubspannung in der Verbundfuge zwischen Trag- und Nutzschicht wurde ein vereinfachter Schubversuch an Prismen der Größe 40x40x160 mm³ durchgeführt, siehe Bild 7 a). Die Schubspannung ist von Interesse, weil Schubkräfte resultierend aus Brems- und Anfahrvorgängen auf die Konstruktion einwirken. Diese Festigkeitsprüfung ist nicht genormt, wird jedoch in Verbindung mit den weiteren Prüfungen für eine qualitative und schnelle Beurteilung verwendet. Infolge des Einkerbens werden die entstehenden Druckkräfte im Bereich der Verbundfuge in Schubkräfte umgewandelt. Demnach erhält man durch diesen Versuchsaufbau einen Wert für die Spannung, die durch den Verbund übertragen werden kann. Mit der Prüfung der Haftzugfestigkeit wurde die zentrische Zugfestigkeit der Schichten, bzw. des Verbundes ermittelt. Die entstehende Zugspannung wird durch die maximale Zugkraft in Bezug auf einen Querschnitt ermittelt. Grundsätzlich prüft man mit dem Haftzugprüfgerät die Haftzugfestigkeit (Adhäsion zwischen zwei Schichten) oder Oberflächenzugfestigkeit (Kohäsion innerhalb eines Materials). Für die Prüfung wurde bis 5 mm unterhalb der Verbundfuge gebohrt, um dieser gezielt eine Zugbeanspruchung zuzuführen und innerhalb der Versuchsreihe vergleiche bezüglich des Verbundes in Abhängigkeit der Bearbeitungsart ziehen zu können. Die Versuchsanordnung ist Bild 7 b) zu entnehmen. Die Biegezugfestigkeit wurde in Anlehnung an DIN EN 12390-5 /14/ geprüft. Für die Untersuchung der Verbundwirkung befindet sich die Mörtelschicht unten. Beim Aufbringen der Belastung entsteht in Feldmitte ein konstanter Momentenverlauf, der zu den unteren Auflagerrollen hin linear abfällt. Die Darstellung eines Probekörpers ist in Bild 7 c) zu sehen. Somit stellt sich in mittlerem Bereich ein linearer Spannungsverlauf ein und die Verbundfuge erfährt eine Zugbelastung. Wegen des Unterschiedes zwischen den Zugspannungen auf beiden Seiten der Verbundfuge entstehen wiederum Schubkräfte in der Kontaktzone. Das entstehende Bruchbild dient der qualitativen Beurteilung des Verbundes und ist in Verbindung mit den weiterhin durchgeführten Prüfungen zu setzen.

Die Ergebnisse aus den o.g. Untersuchungen sind in Bild 8 dargestellt. Es wurden jeweils 3 Prüfkörper je Prüfalter und Bearbeitungsmethode hergestellt. Es zeigt sich, dass bei dem Einbau der Nutzschicht auf die bereits 120 min alte Tragschicht (BM 1) deutlich niedrigere Werte in Bezug auf die Schub- und Haftzugfestigkeit erzielen lassen, als bei den Vergleichsmethoden. Ursache für die erwartungsgemäß niedrigeren Ergebnisse sind die zum Teil durch die Elefantenhautbildung eingeschlossenen Verdichtungsporen, die geringere Festigkeit der ausgetrockneten Grenzschicht (Tragschicht/Luft), sowie die fehlende Möglichkeit des schichtenübergreifenden Wachstums der C-S-H-Phasen /21/. Die besten Ergebnisse konnten nach dem unmittelbaren Aufbringen der Nutz- auf die Betontragschicht erzielt werden (BM 2).

Hier lagen die Werte für die Schubfestigkeit nach 2, bzw. 28 d ca. dreimal so hoch wie bei BM 1. Die Ergebnisse der Haftzugfestigkeit lagen nach 2 d bei rund 3,3 N/mm² und nach 28 d bei ca. 4,6 N/mm². Die Bearbeitung der Oberfläche mit einem Jutetuch (BM 3), welches im Sinne der späteren Praxistauglichkeit ausgewählt wurde, zeigt geringe Unterschiede im Vergleich zu BM 2. Lag die Schubfestigkeit nach 2 d mit ca. 3,7 N/mm² noch über dem Niveau der BM 2, so lag sie nach 28 d mit ca. 4,3 N/mm² minimal darunter. Ähnliche Ergebnisse zeigen sich auch bei Auswertung der Biegezugprüfungen. Ein im Bereich des Momentenmaximums von der äußeren Randfasern zum oberen Ende des Prüfkörpers hin verlaufender Riss – ohne seitlichen Sprung innerhalb des Bereiches der Verbundfuge – deutet auf einen monolithisch verbundenen und damit als insgesamt tragenden Bauteil hin. Diese Beobachtung konnte nur bei BM 2 und 3 gemacht werden. Der Rissverlauf bei BM 1 war durch einen deutlichen Versatz, bis hin zum Eintreten eines horizontal in der Verbundfuge verlaufenden Risses geprägt, was auf einen fehlenden, bzw. schwach ausgeprägten Verbund schließen lässt.

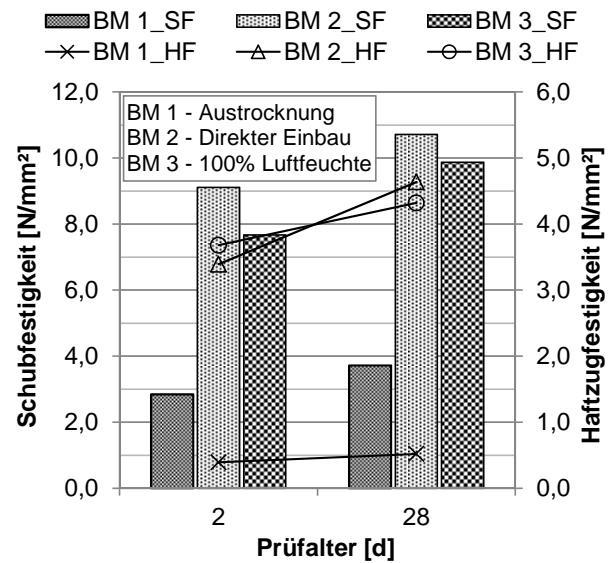


Bild 8: Prüfergebnisse des Verbundes zwischen Trag- und Nutzschicht (Schubfestigkeit – SF, Haftzugfestigkeit - HF)

4 Zusammenfassung

In einem Verbundprojekt, gefördert vom Bundesministerium für Bildung und Forschung (BMBF) wurden frühere Erfahrungen weiterentwickelt und vertieft. Zum derzeitigen Stand der Forschung kann davon ausgegangen werden, dass der entwickelte Beton aufgrund seiner Eigenschaften eine hohe Dauerhaftigkeit und Tragfähigkeit erreicht. Damit sind die stofftechnischen Grundlagen für dauerhafte Betonfahrbahnen aus UHPC gelegt. Die Verarbeitbarkeit des Betons wurde an die speziellen Anforderungen herkömmlicher Gleitschalungsfertiger angepasst und mit konventionellen Betonstraßenfertigern eingebaut, verdichtet und geglättet. Weiterhin konnte gezeigt werden, dass der Verbund zwischen Trag- und Nutzschicht unter Berücksichtigung der Materialeigenschaften monolithisch ausführbar ist. Ein unmittelbarer Einbau der Nutzschicht ohne zeitlichen Verzug sollte angestrebt werden. Als wirksame Methode hat sich, zwar mit geringen Festigkeiteinbußen, die Abdeckung der Tragschicht mit einem mit Wasser gesättigten Jutetuch erwiesen, welches die Luftfeuchtigkeit in der Grenzschicht bei 100 % hält. Die praktische Umsetzung sollte in einem nächsten Schritt erprobt werden. Des Weiteren sollte ein kontinuierlicher Einbau angestrebt werden, bzw. der Gleitschalungsfertiger mit einer Vorrichtung versehen werden, die es ermöglicht die frische Oberfläche der Deckschicht durch kontinuierliches Bedecken vor Austrocknung zu schützen, da sonst keine gewünschten Verbundeigenschaften erzielt werden können.

Das Projekt und die Forschungsarbeit laufen derzeit unter dem Gesichtspunkt der weiteren Validierung und Reproduzierbarkeit der erlangten Erkenntnisse für die großtechnische Umsetzung.

5 Literatur

- /1/ Schmidt, M.; Freisinger-Schadow, S.: Dünne Deckschichten aus Hochleistungs-beton (DDHB), Schlussbericht zum Forschungsvorhaben FE-Nr. 89.0188/2007/AP, Kassel, 2009.
- /2/ Fehling, E.; Schmidt, M.; Teichmann, T.; Bunje, K.: Entwicklung, Dauerhaftigkeit und Berechnung Ultra-Hochfester Betone (UHPC); Forschungsbericht an die DFG, Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 1, kassel university press, Kassel, 2005.
- /3/ Geisenhanslücke, C.: Einfluss der Granulometrie von Feinstoffen auf die Rheologie von Feinstofffleimen, Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 13, kassel university press, Kassel, 2009.
- /4/ Gysau, D.: Füllstoffe. Vincentz Net-work, Hannover, 2005.
- /5/ Schwanda, F.: Der Hohlraumgehalt von Korngemischen, beton 9, Heft 1, S. 12-19, 1959.
- /6/ DIN EN 1015: Prüfverfahren für Mörtel für Mauerwerk, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2007.
- /7/ DIN EN 196: Prüfverfahren für Zement, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2005.
- /8/ Schmidt, M.: Stoffliche und konstruktive Eigenschaften hydraulisch gebundener Tragschichten, Schriftenreihe der Zementindustrie, Heft 51, Düsseldorf, 1991.
- /9/ DIN EN 12350: Prüfung von Frischbeton, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2009.
- /10/ DIN EN 206-1:2000: Beton – Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2000.
- /11/ DIN 1045: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2001.
- /12/ Schmidt, C.; Schmidt, M.: "Whitetopping" of Asphalt and Concrete Pavements with thin layers of Ultra-High-Performance Concrete - Construction and economic efficiency, Proceedings of Hipermat 2012, Heft 19, kassel university press, Kassel, 2012.
- /13/ Rafiee, A.: Computer Modeling and Investigation on the steel corrosion in Cracked Ultra High Performance Concrete, Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 21, kassel university press, Kassel, 2012, (in print).
- /14/ DIN EN 12390: Prüfung von Festbeton, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2000.
- /15/ DIN 1048: Prüfverfahren für Beton, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 1991.
- /16/ Tang, L.; Nilsson, L.O.: Rapid determination of the chloride diffusivity in concrete by applying an electrical field, in: ACI Materials Journal, pp. 49-53, 1992.
- /17/ Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V. (FGSV): Zusätzliche technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton: ZTV Beton-StB 07, Ausgabe 2007, FGSV Verlag GmbH, Köln, 2007.

- /18/ Beckenbauer, T.: Geräuschmindernde Fahrbahnbelaäge auch aus Beton?, Gütegemeinschaft Verkehrsflächen aus Beton e.V. (Hrsg.), Griffig – Aktuelles über Verkehrsflächen aus Beton, 2011, Heft 2, S. 6-9.
- /19/ Stark, J.; Wicht, B.: Zement und Kalk: Der Baustoff als Werkstoff, F.A. Fingerinstitut für Baustoffkunde der Bauhaus-Universität Weimar (Hrsg.), 1. Aufl., Birkhäuser Verlag, Basel, 2000.
- /20/ Dehn, F.: Herstellung, Verarbeitung und Qualitätssicherung von UHPC, in: Schmidt, M.; Fehling, E.: Ultrahochfester Beton - Planung und Bau der erste Brücke mit UHPC in Europa; Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 2, kassel university press, Kassel, 2003.
- /21/ Wetzel, A.; Glotzbach, C., Stephan, D.: Charakterisierung der Grenzschicht von UHPC-Leim zu Luft, Tagungsbericht / ibausil, 18. Internationale Baustofftagung: 12. - 15. September 2012, F.-A.-Finger-Institut für Baustoffkunde (Hrsg.), Weimar, 2012

Benjamin Scheffler

Dipl.-Ing., Wissenschaftlicher Mitarbeiter

Universität Kassel

Mönchebergstraße 7, 34119 Kassel

benjamin.scheffler@uni-kassel.de

Forschungsschwerpunkte:

- Entwicklung UHPC in steif/plastischer Konsistenz
- Straßenbau mit Hochleistungsbeton



Rheologische Eigenschaften von faserhaltigem Ultrahochfesten Beton

Susanne Fröhlich, Michael Schmidt

1 Einleitung

Charakteristisch für ultrahochfesten Beton ist die packungsdichteoptimierte Zusammensetzung der Mischung im Feinstkornbereich, der sehr niedrige Wasserbindemittelwert (äquiv. Wasserzementwert) von kleiner 0,24, die sehr hohe Festigkeit von mindestens 150 N/mm² sowie das Sprödbruchversagen bei Erreichen der Höchstlast /1/. Um ein kontrolliertes Versagen und ein ausreichend duktiles Verhalten des Werkstoffes zu erzielen, werden in ultrahochfestem Beton für konstruktive Bauteile standardmäßig Mikrodrahtfasern mit einer Zugfestigkeit von 1900-2200 N/mm² eingesetzt. Wie die Ergebnisse aus verschiedenen Forschungsprojekten bisher gezeigt haben, können die Fasern, die ganz oder teilweise in Zugrichtung orientiert vorliegen, in der Bemessung des Bauteils anteilig mitberücksichtigt werden /2/.

Ultrahochfeste Betone werden vorwiegend mit sehr fließfähiger Konsistenz hergestellt. Durch die stetige Weiterentwicklung der PCE-Fließmittel ist mittlerweile auch die Herstellung ultrahochfester Betone mit weicher bis erdfeuchter Konsistenz möglich. Diese Betone zeichnen sich vor allem durch ihren hohen volumetrischen Anteile an grober Gesteinskörnung aus. Gemein mit den sehr fließfähigen Mischungen haben sie die packungsdichteoptimierte Zusammensetzung sowie die gezielte rheologische Einstellung des Bindemittelleimes auf eine sehr fließfähige Konsistenz zur Optimierung des Entlüftungsverhaltens der Mischung /3/.

Der Rheologie des UHPC kommt bei der Entwicklung und Verarbeitung eine besondere Bedeutung zu. UHPC ist wie selbstverdichtender Beton ein viskoelastischer Stoff, aufgrund der sehr hohen Packungsdichte besitzt UHPC jedoch eine deutlich höhere plastische Viskosität als SVB. Die Fließgrenze von UHPC ist wiederum sehr stark abhängig von der Zusammensetzung des Leimes, insbesondere von der Interaktion zwischen Zement, Mikrosilika und dem gewähltem Fließmittel. Des Weiteren zeigt UHPC ein zeitabhängiges Verhalten, solange das Fließmittel noch nicht vollständig adsorbiert ist. Dies kann zu einer Veränderung der Konsistenz noch innerhalb der ersten halben Stunde nach dem Mischen führen. Bei faserbewehrten Mischungen kann eine dadurch bewirkte Nachverflüssigung des UHPC zu einer Sedimentation der Fasern in der Mischung führen.

Während der Verarbeitung ist wiederum das thixotrope Verhalten des Werkstoffes zu beachten. Sie kann zum einen zu einer Verschlechterung der Selbstentlüftung von sehr fließfähigen Mischungen führen und damit auch indirekt die Festbetonrohdichte und die Druckfestigkeit beeinflussen, zum anderen wird durch einen Strukturenlaufbau in der Mischung die Orientierungsfähigkeit der Fasern in Fließrichtung erschwert, was wiederum zu einer Veränderung der Zug- und Biegezugfestigkeit im Bauteil führen kann.

Die Faserverteilung und -orientierung werden maßgeblich durch die rheologischen Eigenschaften des Bindemittelleimes, der Art und Größe der Gesteinskörnung sowie der Betonierrichtung beeinflusst. Eine Faserorientierung in eine bevorzugte Richtung kann in der Regel nur durch eine sehr fließfähige Konsistenz erreicht werden, wodurch jedoch die Neigung der Fasern zur Sedimentation im Bauteil verstärkt wird. Die gleichmäßige Verteilung über die Bauteilhöhe ist dann möglicherweise nicht mehr sichergestellt. Auch während der Förderung kann es bei sehr fließfähigen Mischungen und bei langen Förderwegen bereits zu einer Separation der Fasern während des Fließvorganges kommen. Bei hohen Fasergehalten ist außerdem die gegenseitige Beeinflussung von Fasern und Gesteinskörnung während des Mischens und Förderns zu beachten, mögliche Folgen sind die Abnahme der Konsistenz, ein Blockieren des Betons beim Fördern bzw. ein Aussieben der Gesteine durch die Fasern.

In diesem Beitrag sollen 3 Aspekte betrachtet werden:

In Abschnitt 2 wird zunächst beschrieben, welche Messverfahren prinzipiell für die Charakterisierung der rheologischen Eigenschaften von faserbewehrtem UHPC geeignet sind, welche Streuungen bei der Prüfung der Frischbetonkennwerte zu erwarten sind und welcher Einfluss der Fasergehalt, die Faserlänge und der Messzeitpunkt auf das Messergebnis hat.

Inhalt des Abschnittes 3 ist die Wechselwirkung zwischen den rheologischen Eigenschaften von UHPC und der Verteilung und –orientierung der Fasern in der Mischung bzw. im Bauteil.

In orientierenden Versuchen wurde zunächst die Fasersedimentation einer feinkörnigen UHPC-Mischung untersucht. Ziel dieser Untersuchungen war herauszufinden, welche Größen für eine gleichmäßige Verteilung der Fasern prinzipiell zu beachten sind. In einer zweiten Versuchsreihe wurde der Zusammenhang zwischen der maximal aufnehmbaren Fasermenge und der Verarbeitungskonsistenz einer feinkörnigen Mischung betrachtet. Die Ergebnisse dieser beiden Versuchsreihen sollen dazu beitragen, den für eine gleichmäßige Faserverteilung notwendigen Verarbeitungsbereich genauer zu spezifizieren unter Angabe von Grenzwerten für die Zusammensetzung und den rheologischen Eigenschaften des UHPC.

Ausgehend von einer gleichmäßigen Faserverteilung im Probekörper wurde in einem weiteren Versuchsprogramm die Faserorientierung in Abhängigkeit vom Fasergehalt, der Faserlänge und der Betonierrichtung untersucht. Verwendet wurde ebenfalls eine feinkörnige UHPC-Mischung, die in Vorversuchen auf eine definierte Konsistenz eingestellt wurde. Zusätzlich wurde in den Versuchen die Biegezugfestigkeit an Prismen bestimmt.

2 Messverfahren zur Bestimmung der rheologischen Kennwerte

2.1 Rheologische Messverfahren

Die direkte Messung der Viskosität und Fließgrenze mit einem Rheometer ist nur an faserfreien Mischungen möglich. Je nach Art und Größe des Rheometers bestehen zusätzlich Begrenzungen bezüglich des Größtkorns und der Zähigkeit der Mischung. Da bei UHPC insbesondere die Eigenschaften des Leimes für die Verarbeitung und die Entlüftung von Interesse sind, ist es sinnvoll, verschiedene UHPC-Mischungen durch Messung der rheologischen Eigenschaften des Leimes miteinander zu vergleichen. Durch begleitende Messung des kleinen Setzfließmaßes mit dem Hägermann-Konus kann eine Übertragung der Messergebnisse des Rheometers auf baupraktische Anwendungen erfolgen.

2.2 Baupraktische Verfahren

Die Frischbetoneigenschaften von faserbewehrten Ultrahochfesten Betonen werden in der Praxis nach den Messverfahren der DIN EN 12350 geprüft. Da UHPC vorwiegend in sehr fließfähiger Konsistenz hergestellt wird, sind insbesondere die Prüfmethoden für Selbstverdichtenden Beton von Interesse. In Rahmen des Zentralprojektes des SPP 1182 /4/ wurden der Setzfließversuch (DIN EN 12350-8), der Blockierring-Versuch (DIN EN 12350-12), der Auslauftrichterversuch (DIN EN 12350-9) und das Verfahren zur Bestimmung des Luftgehaltes mit dem Druckausgleichgefäß bzgl. ihrer Aussagekraft für fließfähige ultrahochfeste Betone untersucht.

In den Versuchen wurden die feinkörnige M3Q /4/ und die grobkörnige B5Q-Mischung /5/ verwendet. Hergestellt wurden die Mischungen ohne, mit 1,0 und 2,5 Vol.-% Fasern und mit zwei verschiedenen Faserlängen von 9 und 17 mm. Die Rezepturen sind in Tabelle 1 mit 2,5 Vol.-% angegeben. Die Frischbetonkennwerte wurden nach 20 und 30 min ermittelt - gezählt ab Mischbeginn -, um den Einfluss einer möglichen Nachverflüssigung auf das Messergebnis mit zu berücksichtigen. Die Konsistenz der faserbewehrten Mischungen wurde mit dem Setzfließversuch bestimmt. Das Setzfließmaß kann als indirekter Wert für die Fließgrenze und die t_{500} -Zeit als Wert für die plastische Viskosität einer Mischung verstanden werden. Die Auswertung der Versuche ergab, dass für jede UHPC-Rezeptur ein individueller Zusammenhang zwischen dem Setzfließmaß SF und der t_{500} -Zeit existiert, der sehr gut die rheologischen Eigenschaften der Mischung wiedergibt. In Bild 1 ist dieser Zusammenhang für die M3Q und B5Q Mischung dargestellt.

Tabelle 1: UHPC-Mischungen.

	M3Q [kg/m ³]	B5Q [kg/m ³]
Wasser	183	158
Zement	775	650
Silikastaub	164	177
Fließmittel-Dosierung	1,1	1,2
FMW/b [M.-%] *		
Quarzmehl fein	193	325
Quarzmehl grob	-	131
Quarzsand 0,125/0,5	946	354
Basalt 2/8	-	597
Microdrahtfasern	2,5 Vol.-%	2,5 Vol.-%

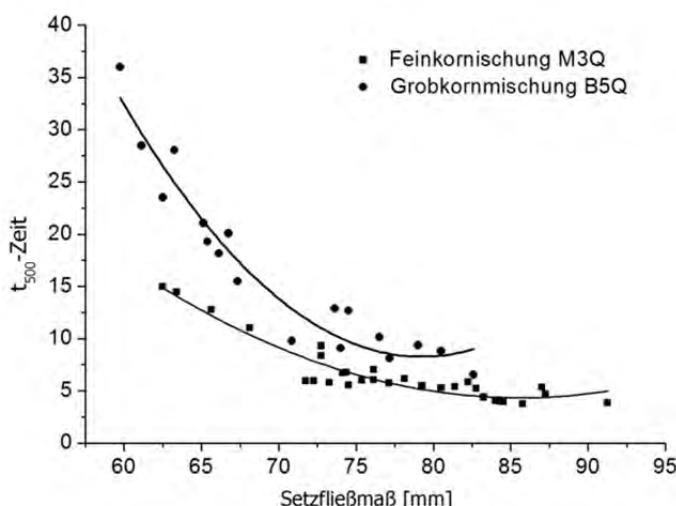


Bild 1: Rheologische Eigenschaften zweier UHPC-Mischungen dargestellt durch das Setzfließmaß SF und die t_{500} -Zeit.

Aufgetragen wurde jeweils die t_{500} -Zeit über das Setzfließmaß SF. In den Kurven sind Messwerte aus 3 Wiederholprüfungen mit einem Fasergehalt von 1,0 und 2,5 Vol.-% sowie ohne Fasern aufgetragen. Bei Verwendung von hohen Fasergehalten und längeren Fasern wurden Werte mit einem niedrigen SF-Wert und einer hohen t_{500} -Zeit ermittelt, während die Werte der faserfreien Mischungen eher im rechten Bereich der Kurven zu finden sind. Weiterhin wurde untersucht mit welchen Prüfstreuungen bei Verwendung unterschiedlicher Faserlängen und Fasergehalten zu rechnen ist. In den nachfolgenden Diagrammen sind die Mittelwerte mit den dazugehörigen Standardabweichungen des Setzfließversuches beispielhaft für die feinkörnige Mischung M3Q angegeben.

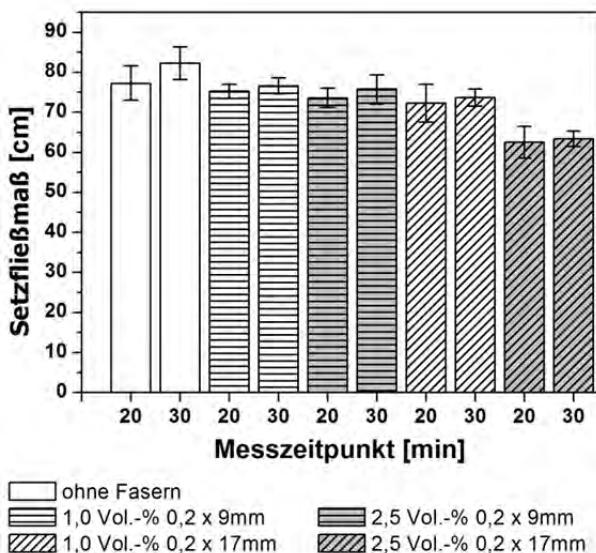


Bild 2: Gesamtstreuung des Setzfließmaßes SF aus 2 Wiederholversuchen mit der M3Q-Mischung. Ergebnisse getrennt aufgetragen nach dem Messezeitpunkt und der gewählten Faserkombination

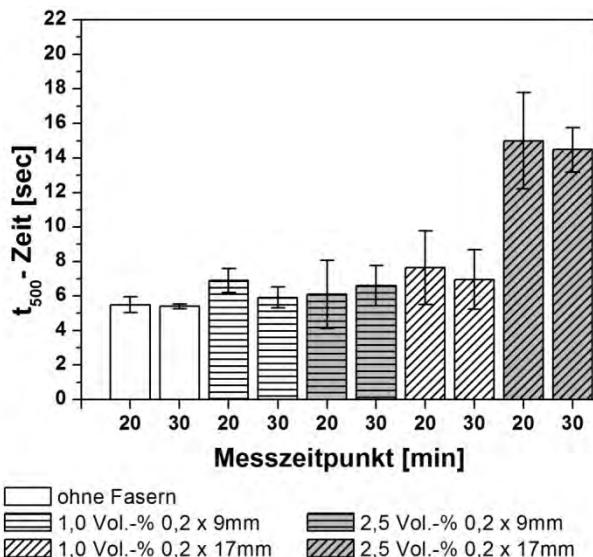


Bild 3: Gesamtstreuung der t_{500} -Zeit aus 2 Wiederholversuchen mit der M3Q-Mischung. Ergebnisse getrennt aufgetragen nach dem Messezeitpunkt und der gewählten Faserkombination.

Die Ergebnisse zeigen, dass mit steigendem Fasergehalt bzw. steigender Faserlänge eine Abnahme des Setzfließmaßes und eine Zunahme der t_{500} -Zeit zu verzeichnen ist. Der Variationskoeffizient (Verhältnis Standardabweichung zu Mittelwert) betrug in der Versuchsreihe mit der M3Q-Mischung für das Setzfließmaß 0,02-0,07 und für die t_{500} -Zeit 0,02-0,32. Bei grobkörnigen Mischungen ist aufgrund der gegenseitigen Beeinflussung von Fasern und Gesteinskörnung bei steigendem Fasergehalt mit einem stärkeren Abfall der Konsistenz zu rechnen (vgl. Bild 1).

Die Ergebnisse haben weiterhin gezeigt, dass eine Einteilung des frischen UHPC in die in DIN EN 206-9 angegebenen Konsistenzklassen nur eingeschränkt möglich ist. Feinkörnige UHPC-Mischungen erfüllen in der Regel die Grenzwerte der Konsistenzklassen SF2 oder SF3, bei hohen Fasergehalten ist auch eine Eingruppierung in Konsistenzklasse SF1 möglich. Da UHPC deutlich zäher als ein SVB ist, beschreiben die vorgegebenen Grenzwerte für die Viskositätsklassen VS nur unzureichend die rheologischen Eigenschaften

des UHPC. Die t_{500} -Zeit variiert je nach Zusammensetzung zwischen 3 und 15 sec für feinkörnige Mischungen und 10-30 sec für grobkörnige Mischungen.

Die Messung der relativen plastischen Viskosität eines Selbstverdichtenden Betons kann auch durch Messung der Trichterauslaufzeit als erfolgen. In den Versuchen hat sich gezeigt, dass bei trotz mehrfacher Wiederholung des Verfahrens mit sehr großen Standabweichungen zu rechnen ist. Bei 6-facher Wiederholung des Versuches pro Faserkombination wurden Standardabweichungen zwischen 1,0 und 3,5 sec gemessen (Bild 4). Für grobkörnige und sehr zähe Mischungen ist das Verfahren nicht geeignet, da die Anhaftung des UHPC an der Trichterwand zu stark ist. Dieser Versuch sollte deshalb nur bei sehr fließfähigen niedrigviskosen UHPC-Mischungen angewendet werden, wenn die Genauigkeit in der Wiederholprüfung bekannt ist.

Bei Bauteilen mit kombinierter Bewehrung, ist zusätzlich das Blockierverhalten der Mischung an der Bewehrung zu beurteilen. In den Versuchen hat sich gezeigt, dass der Blockierring-Versuch für die Messung von faserhaltigen UHPC-Mischungen mit niedrigen Fasergehalten gut verwendet werden kann. Bei größeren Fasergehalten von mehr als 2 Vol.-% ist ein verstärktes Blockieren der Mischung an den Stäben zu beobachten. Bei der Anwendung dieses Prüfverfahrens ist der Stababstand entsprechend dem Anwendungsfall und der Korngröße der Gesteinsgröße zu wählen. Werte für die Präzision dieses Verfahrens bei Anwendung auf UHPC werden derzeit noch ermittelt.

3 Faserverteilung- und orientierung

Wie eingangs beschrieben, können die Fasern in UHPC durch den Faserorientierungsbeiwert bei der Bemessung berücksichtigt werden. Die Orientierung der Fasern kann derzeit nur sehr aufwendig an Festbetonproben bestimmt werden. Verwendet werden hierzu i.d.R. fotooptische oder magnetische Verfahren [6/7]. Eine Abschätzung der Faserverteilung und -orientierung bereits vor Herstellung des Bauteils unter Berücksichtigung der Zusammensetzung der Mischung, den rheologischen Eigenschaften und den Herstellbedingungen ist derzeit nicht hinreichend möglich.

Bekannt ist, dass sich die Fasern bei sehr fließfähigen Mischungen bevorzugt in Fließrichtung orientieren. Maßgebliche rheologische Größen sind dabei die Viskosität und die Fließgrenze der Mischung. Wird während des Förderns die Fließgrenze des UHPC nicht überschritten, verhält sich der frische UHPC wie ein Festkörper der langsam in die Schalung gleitet, eine relative Fließbewegung innerhalb des UHPC findet kaum statt, so dass sich die Fasern nicht in Fließrichtung drehen können. Wird die Fließgrenze des UHPC überschritten ist die Viskosität der dominierende Parameter bezüglich der Orientierungsfähigkeit der Fasern in Fließrichtung. In Mischungen höherer Viskosität benötigen die Fasern in der Regel einen längeren Fließweg um sich in Fließrichtung zu orientieren als in Mischungen niedrigerer Viskosität. Mit abnehmender Viskosität des Fördermediums nimmt jedoch auch die Gefahr der Separation der Fasern während des Fließens, bzw. der Sedimentation der Fasern im Bauteil zu.

In den nachfolgenden Versuchsprogrammen wurden UHPC-Mischungen mit einem Größtkorn von 0,5 mm verwendet. Ziel dieser Untersuchungen war die Ermittlung von ersten Kenngrößen für die Entwicklung eines Modells mit dessen Hilfe die Fasereffizienz in UHPC-Bauteilen durch gezielte Anpassung der rheologischen Eigenschaften optimiert werden kann. Die Ergebnisse sollen die Basis für weitergehende Untersuchungen sein. Schwerpunkt der ersten Versuchsreihen war, die Untersuchung des Sedimentationsverhaltens der Fasern und die Veränderung der UHPC-Konsistenz in Abhängigkeit von der Mörtelzusammensetzung und dem Fasergehalt.

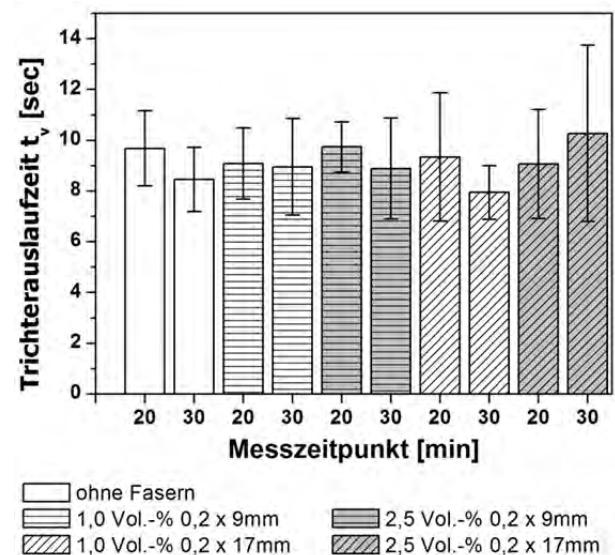


Bild 4: Messstreuung der Trichterauslaufzeit bei 6-facher Wiederholung mit der M3Q-Mischung.

3.1 Faserverteilung

3.1.1 Sedimentationsverhalten von Fasern in UHPC

Für die Untersuchung des Sedimentationsverhaltens der Fasern in Ultrahochfesten Betonen wurde der Sandanteil der Mischung M3Q in 2 Vol.-% Schritten von 37 Vol.-% auf 31 Vol.-% reduziert. Der Wassebindemittelwert der untersuchten UHPC-Mischung betrug 0,21 und der Fasergehalt der 1,0 Vol.-%. Verwendet wurden in dieser Versuchsreihe Mikrostahlfasern der Größe $l/d_f = 13/0,20$ mm. Die Herstellung der Mischungen erfolgte in einem Intensivmischer der Fa. Eirich mit 40L Nenninhalt. Gemischt wurden jeweils 25 l, die Gesamtmischzeit betrug 15 min. Unmittelbar nach Mischende wurde das Setzfließmaß nach DIN EN 12350-8 und das Ausbreitmaß im Blockierring-Versuch nach DIN EN 12350-12 bestimmt, die Ergebnisse dieser Messungen sind in Tabelle 1 aufgeführt. Im Anschluss erfolgte die Befüllung des dreiteiligen zylindrischen Sedimentationstopfes nach der SVB-Richtlinie /8/ zur Messung der Sedimentation der Fasern. Da Ultrahochfeste Betone in der Regel verdichtet werden, wurde der Topf auf einem Rütteltisch befestigt, vollständig gefüllt und 4 min bei 50 Hz verdichtet. Nach 10 min Ruhezeit wurden die Teile voneinander getrennt und der Sand und die Fasern ausgewaschen.

Ergänzend wurden an einem kleinen Intensivmischer 3L-Mischungen ohne Fasern hergestellt zur Messung des kleinen Setzfließmaßes mit der Konusform nach Hägermann und der Viskosität an einem Rotationsrheometer mit Doppelpaltsystem (Fa. Schleibinger Viskomat NT mit Korbmesszelle nach Prof. Vogel /9/).

Tabelle 2: Frischbetonkennwerte, Sedimentationsversuch

Sandgehalt [Vol.-%]	Setzfließmaß SF [mm]	t_{500} [sec]	Blockierring- Versuch SF _J		t_{500J} [sec]
			[mm]	[sec]	
31	88	4,3	87	4,8	
33	89,5	3,6	83,5	4,8	
35	84	3,7	81,5	5,8	
37	85,5	4,4	85	6,3	

stellen. Die Rückwiegung des Sandes sowie der Fasern nach dem Auswaschen ergab, dass der Sand unabhängig vom Sandgehalt in allen Versuchen über die Höhe gleichmäßig verteilt vorlag und nicht sedimentiert war. Lediglich eine Sedimentation der Fasern konnte ermittelt werden. Wie in Bild 5 zu erkennen, trat die größte Fasersedimentation bei den Mischungen mit niedrigem Sandgehalt auf. Bei der Mischung mit 31 Vol.-% Sand betrug der Fasergehalt im unteren Teil 1,31 Vol.-%, im mittleren Teil 1,03 Vol.-% und im oberen Teil des Topfes nur 0,66 Vol.-%. Die geringste Fasersedimentation hingegen wurde an der Mischung mit 35 Vol.-% Sand gemessen. Die Werte variierten hier von 1,07 bis 0,86 Vol.-%. Ein Vergleich der Fasergehalte mit den Ergebnissen der Konsistenzversuche zeigt eine sehr gute Korrelation zwischen Fließfähigkeit und Sedimentationsneigung (vgl. Mischung mit 35 Vol.-% Sand).

Wie die Werte in Tabelle 2 zeigen, weisen die Mischungen unabhängig vom Sandgehalt durchgehend eine sehr fließfähige Konsistenz auf, die gemessenen Setzfließmaße lagen zwischen 84 und 89,5 cm. Wie zu vermuten war, zeigte die Mischung mit 31 Vol.-% die größte Fließfähigkeit, jedoch lagen die Konsistenzwerte sehr dicht beieinander, so dass die Unterschiede noch im Bereich der Messstreuung lagen. Deutlichere Unterschiede waren im Auswaschversuch mit dem Sedimentationstopf festzu-

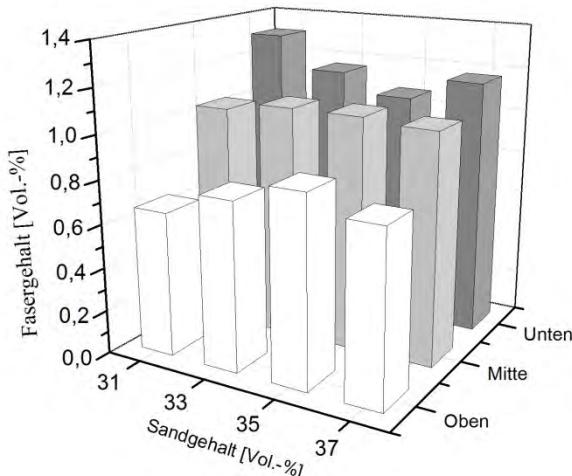


Bild 5: Fasersedimentation in Ultrahochfesten Betonen in Abhängigkeit vom Sandgehalt.

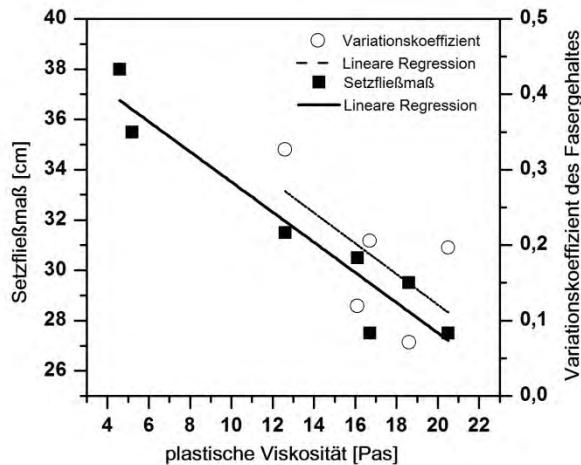


Bild 6: Zusammenhang rheologische Parameter und Fasersedimentation

Die Untersuchungen zur Fasersedimentation wurden im nächsten Schritt ergänzt durch rheologische Messungen. Variiert wurde ebenfalls der Sandgehalt in 2 Vol.-% Schritten von 31 bis 37 Vol.-%. Die Herstellung der Mischungen erfolgte ohne Fasern an einem kleinen Intensivmischer. Unmittelbar nach Mischende wurde jeweils das Mörtelsetzfließmaß gemessen und mit der Messung am Rheometer begonnen. Für die Messung der Viskosität wurde ein Rampenprofil mit 4 min Vorscherrung gewählt. Die Berechnung der Viskosität erfolgte jeweils am absteigenden Ast der Rampe, insgesamt wurden drei Messungen durchgeführt, die Ergebnisse wurden gemittelt.

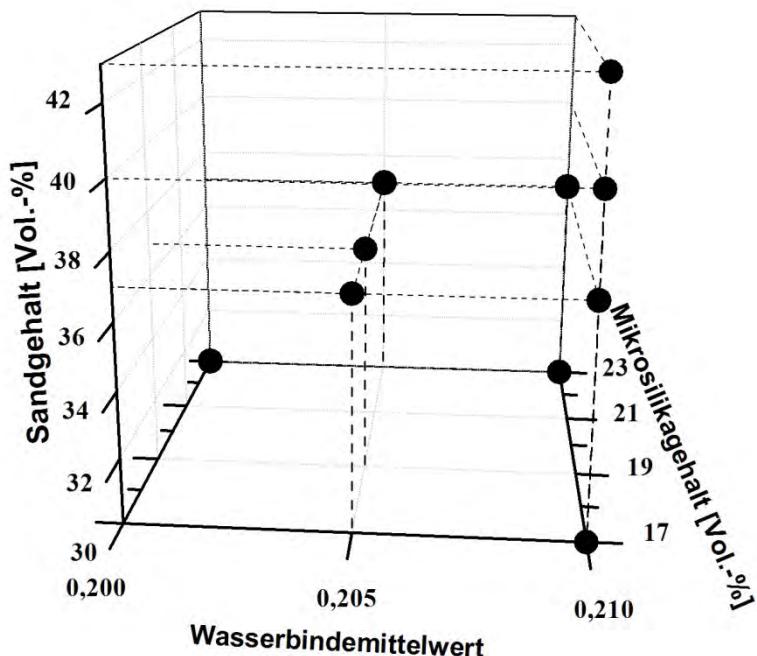
Wie in Bild 6 zu erkennen ist, korrelieren die Werte für das kleine Setzfließmaß sehr gut mit den gemessenen Viskositäten. Verwendet wurden zwei Mörtel mit unterschiedlicher Leimzusammensetzung. Gemessen wurden die Mörtel jeweils ohne Sand (linke Werte) und mit variablem Sandgehalt in den zuvor genannten Grenzen. Zur Ermittlung eines allgemein gültigen Zusammenhangs sind jedoch noch weitere Messungen notwendig.

Ein Teilziel des Modells soll es sein anzugeben, welche rheologischen Eigenschaften der UHPC-Mörtel aufweisen muss, damit die Fasern gleichmäßig im Bauteil vorliegen. Zur Darstellung dieses Zusammenhangs wurden die gemessenen Fasergehalte in den einzelnen Teilen des Topfes bestimmt und der Variationskoeffizient über die Topfhöhe berechnet. In Bild 6 (rechte Achse) ist der Variationskoeffizient über die gemessene plastische Viskosität der jeweiligen faserfreien Mischung aufgetragen. Die lineare Regression zeigt einen tendenziellen Zusammenhang, zwischen plastischer Viskosität und Fasersedimentation. Die geringste Fasersedimentation wurde bei der Mischung mit 35 Vol.-% Sand gemessen, die Viskosität dieser Mischung betrug 19 Pas und der Variationskoeffizient des Fasergehaltes über die Höhe des Topfes 0,07.

3.1.2 Einflussgrößen auf die Mörtelkonsistenz

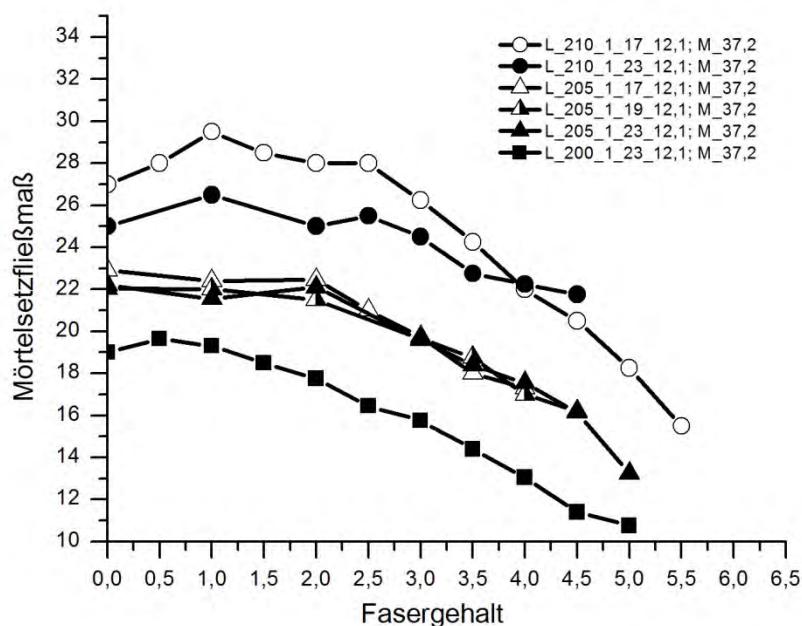
In zwei weiteren Versuchsreihen wurde untersucht welche Einflussgrößen maßgeblich die Mörtelkonsistenz beeinflussen in Abhängigkeit vom gewählten Fasergehalt. Als Steuerungsgrößen wurden der Wasserbindemittelwert, der Sandgehalt und der Anteil an Mikrosilika vom Gesamtbindemittel gewählt. In Bild 7 ist der untersuchte Parameterraum dargestellt. Als Fasern wurden in dieser Versuchsserie Fasern der Größe $l/d_f = 9/0,20 \text{ mm}$ verwendet. Die Herstellung der Mischungen erfolgte ebenfalls mit Hilfe eines 5L-Intensivmischers. Gemessen wurde jeweils das kleine Setzfließmaß mit dem Hägermannkonus.

In der ersten Versuchsreihe wurde der Sandgehalt konstant bei 37,2 Vol.-% gehalten. Variiert wurde der Wasserbindemittelwert von 0,200 bis 0,210 und der Mikrosilikaanteil von 17 bis 23 Vol.-% vom Gesamtbindemittel.



Die Bezeichnung L_210_1_17_12,1; M37,2 bedeutet das der Wasserbindemittelwert 0,21 betrug. Die Menge an Fließmittel wird ausgedrückt über den Wirkstoffgehalt in M.-% bezogen auf das Gesamtbindemittel; die nächste Zahl gibt den Anteil an Mikrosilika vom Gesamtbindemittel wieder hier 17 Vol.-% und die Angabe 12,1 beschreibt den Anteil an inerten Feinststoffen im Leim in Vol.-%. Der Wert 37,2 gibt den Sandanteil in Vol.-% im UHPC-Mörtel an.

Bild 7: Untersuchter Parameterraum, Basis M3Q-Mischung.



Die Ergebnisse in Bild 8 zeigen, dass die Konsistenz der UHPC-Mörtel mit steigendem Fasergehalt vor allem vom Wasserbindemittelwert beeinflusst werden und weniger von der Zusammensetzung des Leimes, d.h. dem Anteil an Mikrosilika in der Mischung. Die Mischung mit einem w/b-Wert von 0,205 zeigte bis 2,0 Vol.-% keine nennenswerte Veränderung der Konsistenz, bei höheren Fasergehalten war jedoch eine deutliche Abnahme der Konsistenz messbar. Bei der Mischung mit einem hohem w/b-Wert 0,210 war der Einfluss des Mikrosilikas auf die Konsistenz deutlicher, beide Mischungen zeigten zwar ein stabiles Fließverhalten bis zu einem Fasergehalt von 2,5 Vol.-%, jedoch ist hier die Neigung zur Fasersedimentation nochmals genauer zu betrachten.

Bild 8: Variation des Wasserbindemittelgehaltes und des Anteils an Mikrosilika

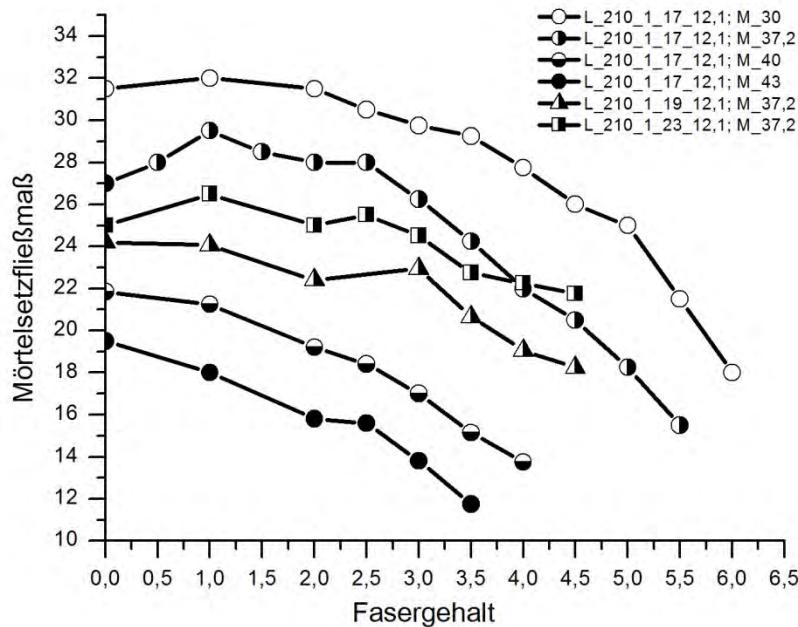


Bild 9: Variation des Anteils an Sand und Mikrosillika im UHPC-Mörtel

In der zweiten Versuchsserie wurde der w/b-Wert konstant bei 0,210 gehalten um den Einfluss des Sand- und des Mikrosilikaanteils auf die Mörtelkonsistenz in Abhängigkeit vom Fasergehalt zu untersuchen (Bild 9). Wie die Untersuchungen zur Fasersedimentation bereits gezeigt haben, hat auch hier der Sandanteil den größten Einfluss auf die Konsistenz. Der Übergang von fließfähigen zu weichen UHPC-Mischungen liegt im Bereich zwischen 37 und 40 Vol.-% Sand im Mörtel. Auch bei Verwendung von hohen Mikrosilikagehalten von 23 Vol.-% im Leim konnten noch sehr fließfähige Mischungen realisiert werden mit Fasergehalten von bis zu 2,5 Vol.-%.

3.2 Faserorientierung

Ausgehend von einer gleichmäßigen Faserverteilung im Probekörper wurde in einem weiteren Versuchsprogramm die Faserorientierung in Abhängigkeit vom Fasergehalt, der Faserlänge und der Betonierrichtung untersucht. Verwendet wurde die M3Q-Mischung, die in Vorversuchen auf eine definierte Konsistenz eingestellt wurde. Zusätzlich wurde in den Versuchen die Biegezugfestigkeit an Prismen bestimmt.

In dem Versuchsprogramms zur Faserorientierung wurden Prismen mit einem Fasergehalt von 0,5 bis 1,5 Vol.-% hergestellt. Die Faserlänge betrug 9 bzw. 13 mm bei einem Durchmesser von $d_f = 0,19$ mm.

Die Überprüfung der Frischbetonkennwerte erfolgte in dem Versuch mit dem Setzfließmaß nach DIN EN 12350-8, sowie mit dem Mörtelsetzfließmaß (Hägermannkonus). Wie die Ergebnisse in Tabelle 3 zeigen, wurde nur ein geringfügiger Abfall der Konsistenz mit steigendem Fasergehalt im Setzfließversuch gemessen. Der Punkt der Fasersättigung wurde in diesem Versuch nicht erreicht, so dass eine gegenseitige negative Beeinflussung der Fasern weitgehend ausgeschlossen werden konnte.

Tabelle 3: Frischbetonkennwerte M3Q mit variablem Fasergehalt.

Faserlänge [mm]	Faser- gehalt [Vol.-%]	Setzfließ- maß SF [mm]	t_{500} [sec]	SF_M [mm]
9	0,5	78,5	5,5	25,0
	1,0	78,0	5,0	23,0
	1,5	73,0	8,0	24,5
13	0,5	83,0	6,0	23,5
	1,0	80,0	11,0	26,5
	1,5	77,5	9,5	26,0

Faserorientierung erfolgte mit dem fotooptischen Verfahren der RWTH Aachen /10/. In den Bildern 10 und

Von jeder Faserkombination wurden jeweils 6 liegende und 6 stehende Prismen hergestellt. Dazu wurden die Formen auf einem Rütteltisch befestigt. Die Formen wurden insgesamt 15 min mit einer Frequenz von 30 Hz verdichtet. Jeweils 3 Prismen pro Kombination wurden nach 2 Tagen für 48 h bei 90 °C wärmebehandelt und im Alter von 7 Tagen auf Biegezug geprüft, die verbliebenen Prismen wurden bis zur Prüfung nach 28 Tagen in Wasser gelagert. Die Biegezugfestigkeit wurde im 4-Punkt Biegezugversuch nach DIN EN 12390-5 ermittelt. Nach der Prüfung wurden die Prismen unmittelbar neben dem Riss aufgeschnitten, zur Bestimmung der Faserorientierung in Prismenlängsrichtung. Die Messung der

11 sind die gemessenen Faserorientierungsbeiwerte über die Anzahl der Fasern in der Schnittfläche je cm^2 aufgetragen. Je Kombination wurden 6 Proben analysiert. Die Auswertung an den Prismenquerschnitten ergab, dass die Faserorientierung in dem untersuchten Bereich im Wesentlichen von der Betonierrichtung abhängt und weniger von dem Fasergehalt und Faserlänge, vorausgesetzt die rheologischen Eigenschaften der Mischungen sind vergleichbar (vgl. Tabelle 3). Gemessen wurden die Faserorientierungswerte im Bereich von 0,60 - 0,65 für die stehend und 0,80 - 0,85 für die liegend hergestellten Prismen insbesondere bei den Mischungen mit den längeren Fasern. Bei den Kombinationen mit 9 mm langen Fasern und niedrigem Fasergehalt von 0,5 bzw. 1,0 Vol.-% war der Einfluss der Betonierrichtung weniger stark ausgeprägt als bei einem höheren Fasergehalt von 1,5 Vol.-%. Weiterhin wurde festgestellt, dass unabhängig von der Faserlänge bei gleichem Fasergehalt ein Zusammenhang zwischen der Faserorientierung und der Faseranzahl je Querschnitt existiert, dieser Effekt ist in weiteren Untersuchungen abzuklären.

Die Relevanz der Optimierung der Faserorientierung hat sich auf bei der Prüfung der Biegezugfestigkeiten bestätigt. In Abhängigkeit vom Fasergehalt wurden bei den 9 mm langen Fasern Werte zwischen 13 und 31 N/mm^2 und bei den 13 mm langen Fasern zwischen 13 und 36 N/mm^2 erzielt. Auf die Korrelation zwischen der Biegezugfestigkeit und der Faserorientierung soll in diesem Beitrag nicht weiter eingegangen werden.

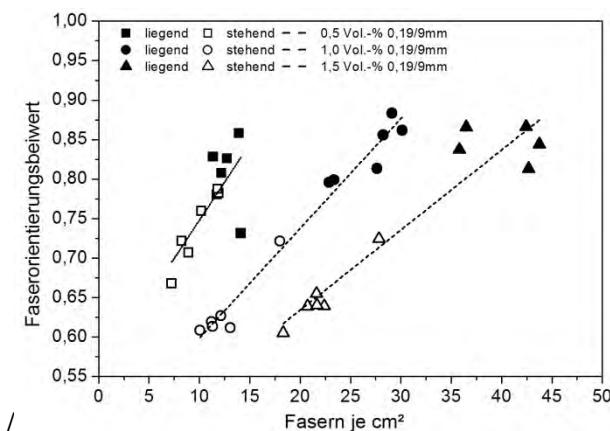


Bild 10: Faserorientierung und –anzahl gemessen an Prismen mit Fasern $l_f/d_f = 9/0,19 \text{ mm}$.

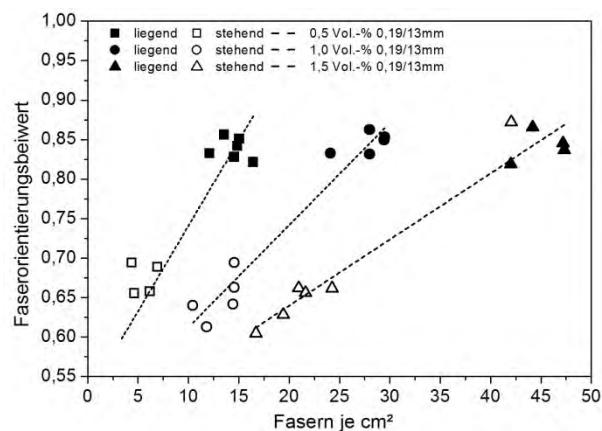


Bild 11: Faserorientierung und –anzahl gemessen an Prismen mit Fasern $l_f/d_f = 13/0,19 \text{ mm}$.

4 Zusammenfassung und Ausblick

In dem Beitrag wurde gezeigt, dass den rheologischen Eigenschaften von faserhaltigen ultrahochfesten eine bedeutende Rolle bezüglich der Lagestabilität und Wirksamkeit der Fasern in der Mischung zukommt.

In Kapitel 2 wurden bekannte Frischbetonprüfmethoden für SVB bezüglich der Anwendbarkeit auf fließfähige ultrahochfeste Betone untersucht. Herausgestellt hat sich, dass insbesondere der Setzfließversuch sehr gut die rheologischen Eigenschaften von UHPC beschreibt. Gegenüber SVB ist jedoch zu beachten, dass bei UHPC aufgrund des hohen Faseranteils und der Zähigkeit der Mischung prinzipiell höhere t_{500} -Zeiten erreicht werden. Eine Eingruppierung in die Konsistenzklassen nach DIN EN 206-9 ist deshalb nur für das Setzfließmaß möglich, jedoch nicht für die plastische Viskosität. Hier müssen die Grenzwerte für fließfähige faserhaltige UHPC neu definiert werden.

Um die Leistungsfähigkeit der Fasern im UHPC optimal ausnutzen zu können, ist eine gleichmäßige Verteilung der Fasern im Bauteil und eine bevorzugte Orientierung in Zugrichtung von Vorteil. In Kapitel 3.1 wurde gezeigt, welchen Einfluss die Zusammensetzung des Mörtels auf die Verteilung der Fasern in der Mischung hat. In den Versuchen hat sich herausgestellt, dass neben der Leimzusammensetzung vor allem der Sandanteil entscheidend für die Sedimentationsstabilität der Fasern ist. Ein tendenzieller Zusammenhang zwischen der plastischen Viskosität und Sedimentationsstabilität wurde erkannt, dieser muss in weiteren Versuchsreihen quantifiziert werden. Da ultrahochfeste Betone mit zum Teil sehr hohen Fasergehalten hergestellt werden, wurde in einer Versuchsserie analysiert welchen Einfluss die Mörtelzusammensetzung auf die Verarbeitbarkeit des UHPC bei ansteigendem Fasergehalt hat. Eine deutliche Abnahme der Konsistenz

wurde bei Fasergehalten von mehr als 2,0 Vol.-% gemessen. Auch in dieser Versuchsreihe hat sich gezeigt, dass der Sandanteil maßgeblich für die Verarbeitbarkeit von faserhaltigen UHPC ist. Ebenfalls können kleinste Veränderungen im Wasserbindemittelwert von 0,005 zu einer deutlichen Veränderung der Verarbeitungskonsistenz führen.

Die Untersuchung der Faserorientierung an Prismen in Kapitel 3.2 ergab, dass vor allem die Betonierrichtung für die Orientierung der Fasern im Bauteil maßgebend ist. Die gemessenen Faserorientierungsbeiwerte lagen in der Versuchsreihe zwischen 0,60 (stehend) und 0,85 (liegend). Bisher wurden nur Fasergehalte bis 1,5 Vol.-% untersucht. In weiteren Versuchsreihen soll geklärt werden, wann eine gegenseitige Beeinflussung der Fasern bei steigendem Fasergehalte zu verzeichnen ist und welche Rolle dabei die Faserlänge spielt. Des Weiteren soll die Orientierungsfähigkeit der Fasern mit steigender plastischer Viskosität der UHPC-Mischung untersucht werden.

Am Ende steht die Entwicklung eines Stoffmodells für Ultrahochfeste Betone, dass das Verhalten der Fasern bei der Förderung und beim Einbau unter Kenntnis der vorgenannten stofflichen Parameter beschreibt und somit die Auswahl des optimalen Fasergehaltes und der Fasergeometrie für den Anwender verbessert.

5 Literatur

- /1/ Schmidt, M.; Bunje, K., et al.: Sachstandsbericht Ultrahochfester Beton., Hrsg: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 561, Berlin 2008.
- /2/ Leutbecher, T. (2008): Rissbildung und Zugtragverhalten von mit Stabstahl und Fasern bewehrtem Ultrahochfesten Beton (UHPC). Kassel: kassel university press (Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 9).
- /3/ Scheffler, B.; Schmidt, M. (2012): Application of Ultra-High Performance Concrete for Multifunctional Road Pavements. In: Proceedings of Hipermat 2012 - 3rd International Symposium on UHPC and Nanotechnology for High Performance Construction Materials. HiPerMat, March 07-09, 2012. Kassel: kassel university press (Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, 19), S. 913–920
- /4/ Fröhlich, S.; Schmidt, M. (2012): Influences on Repeatability and Reproducibility of Testing Methods for Fresh UHPC. In: Proceedings of Hipermat 2012 - 3rd International Symposium on UHPC and Nanotechnology for High Performance Construction Materials. HiPerMat, March 07-09, 2012. Kassel: kassel university press (Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, 19), S. 225–232.
- /5/ Schmidt, M.; Fröhlich, S.: Testing of UHPC. In: Proc. of 3rd fib International Congress. Washington, 2010.
- /6/ Lange, J.; Rauscher, S.; Benning, W.; Hegger, J. (2008): Ellipsen- und Kreisdetektion zur Bestimmung der Orientierung von Stahl- und Glasfasern in Beton. In: Technisches Messen 75 (10), S. 529–536.
- /7/ Schnell, J.; Schladitz, K.; Schuler, F. (2010): Richtungsanalyse von Fasern in Betonen auf Basis der Computer-Tomographie. In: Beton- und Stahlbetonbau 105 (2), S. 72–77.
- /8/ DAfStB-Richtlinie, 2003-11: Selbstverdichtender Beton (SVB-Richtlinie).
- /9/ Vogel, R.: Eine Messzelle für Spezialmörtel. Vortrag zum Regensburger Baustoffkolloquium, 14. März 2007.

Susanne Fröhlich

Wissenschaftliche Mitarbeiterin
Leiterin Abteilung Werkstofftechnologie
Universität Kassel
Institut für konstruktiven Ingenieurbau
Fachgebiet Werkstoffe des Bauwesens und Bauchemie
Mönchebergstr.7
froehlich@uni-kassel.de

Forschungsschwerpunkt:

- Entwicklung und Erforschung von faserhaltigem UHPC



Teil 3

Betone mit Sondereigenschaften

Rohre aus Hochleistungsbeton mit erhöhtem mechanischen und chemischen Widerstand

Torsten Braun, Michael Schmidt

1 Einleitung

Abwasserrohre aus Beton werden seit Mitte des 19. Jahrhunderts hergestellt. Die Vorteile der Betonrohre liegen in der großen Vielfalt an Querschnittsformen, sie sind wirtschaftlich produzierbar und zeichnen sich beim Einbau durch eine hohe Lagesetabilität aus. Die Nachteile sind das relativ hohe Eigengewicht, welches sich auf Transport und Einbau auswirkt. Beton ist bei richtiger Ausführung im Allgemeinen widerstandsfähig gegenüber z.B. kommunalen Abwässern. Bei höherer Konzentration u.a. von Säuren weist aber Schwächen auf. Die wichtigste schädigende Substanz in abwassertechnischen Anlagen ist die Schwefelsäure..

Die Verwendung von Hochleistungsbetonen auf Basis eines UHPC soll es ermöglichen die Beständigkeit gegenüber chemischen Beanspruchungen zu erhöhen. UHPC weist aufgrund seines sehr niedrigen w/z-Wertes und einer optimierten Kornzusammensetzung ein extrem dichtes und nahezu praktisch kapillarporenfreies Gefüge auf. Er bietet sich an, die Dauerhaftigkeit von Betonwaren zu erhöhen. Zudem ist es durch eine Reduzierung der Wandungsstärken möglich, dünnere und materialsparendere Abwasserrohre herzustellen.

2 Grundlagen und Ziele

2.1 Hochleistungsbetone

Üblicher UHPC (Ultra-High Performance Concrete) wird für das Betonieren in Schalungen in fließfähiger Konsistenz hergestellt. Seine hohe Druckfestigkeit und sein sehr dichtes Gefüge beruhen auf mehreren Faktoren /1/:

- ein niedriger Wasser-Bindemittelwert von in der Regel $\leq 0,22$ und ein w/z-Wert von nicht mehr als 0.25 ermöglichen einen sehr geringen Anteil an Kapillarporen
- Zemente mit hoher Festigkeit, ausgewählte mineralische Zusatzstoffe und die zugegebenen Gesteinskörnungen werden in ihrer Kornzusammensetzung so optimiert, dass ein sehr dichtes Gefüge entsteht
- hochwirksame Fließmitteln auf PCE-Basis ermöglichen es, die Konsistenz in einem weiten Bereich einzustellen.

Die optimierte Kornzusammensetzung beeinflusst neben dem geringen Wasser-Bindemittelwert positiv die Festigkeit. Je nach Zusammensetzung sind Druckfestigkeiten von bis zu 200 N/mm^2 möglich. Das sehr dichte Gefüge des UHPC senkt die Gesamtporosität auf nur noch 4-6 Vol.-%, die für die schädigenden Stofftransporte in den Beton verantwortlichen Kapillarporen fehlen fast gänzlich. Dadurch ist der UHPC beständiger gegen Carbonatisierung, dem Eindringen von Chloriden sowie gegenüber Frost-Tausalzangriffen.

Durch die Verwendung der PCE-Fließmittel besitzen die Hochleistungsbetone eine fließfähige Konsistenz die allerdings erforderlich ist um diese Betone mit den geringen Wasser-Bindemittelwerten verarbeiten zu können. Für die Verwendung dieser fließfähigen Hochleistungsbetone für die Herstellung von erdfeuchten Betonelementen muss ein geeignetes Leim/Gesteinskörnungsverhältnis (L/GK-Verhältnis) gewählt werden. Die Verwendung von feinkörnigen UHPC-Rezepturen für den Einsatz in der Betonwaren- und Betonrohrherstellung, mit den dort vorherrschenden vielfältigen chemischen und mechanischen Einwirkungen, ermöglicht es die Dauerhaftigkeit und Beständigkeit in diesem Sektor zu verbessern.

2.2 Erdfeuchte Betone

Erdfeuchte Betone werden heute zur Herstellung von großformatigen Betonelementen im Straßenbau, im Bereich der Wasser- und Abwasserleitung wie auch zur Fertigung von kleinformatigen Betonwaren, z.B. Betonpflastersteine, Gehwegplatten und Bordsteine eingesetzt. Die prinzipiellen Eigenschaften der erdfeuchten Betone beruhen auf der schnellen Entschalbarkeit kurz nach der Herstellung sowie auf der hohen Grünstandsfestigkeit. Das frische Kornhaufwerk wird im Betonwarenwerk durch eine Rüttel-Press-Verdichtung in

eine sichere, formstabile und standfeste Lage gebracht. Dadurch ist es möglich, die Betonwaren kurz nach ihrer Herstellung zu entschalen und den weiteren Produktionsschritten zuzuführen. Um diese Eigenschaften zu erreichen, besitzt der erdfeuchte Beton eine sehr steife Konsistenz und, im Gegensatz zu den Normalbetonen, einen hohen Anteil an Gesteinskörnung und einen geringen Anteil an Bindemittelleim. Die klassischen erdfeuchten Betone weisen einen Wasser-Zementwert im Mittel zwischen 0,35 und 0,45 und einen Zementgehalt zwischen 270 kg/m³ und 350 kg/m³ auf. Der Leimgehalt liegt zwischen 210 und 240 l/m³ /2/. Das Tragverhalten wie auch das Zusammenspiel des Leimes und der Gesteinskörnung beruhen auf Zusammenhängen, die aus der Bodenmechanik bekannt sind, wie der hohen inneren Reibung und dem kohäsiven Zusammenhalt der Stoffpartikel untereinander. Daher kann ein erdfeuchter Beton im frischen Zustand mit einem schwach bündigen Boden beschrieben werden, während mit zunehmender Erhärtung die Gesetzmäßigkeiten der Betontechnologie überragen.

In dem frühen Erhärtungsstadium beruht die Grünstandsfestigkeit nicht auf die festigkeitsbildenden Hydratationsprodukte der Bindemittel, sondern auf einem durchgehenden Korn-zu-Korn-Kontakt sowie auf eine Verzahnung der Gesteinskörner untereinander. Der Leim dient in diesem Stadium dazu die Hohlräume zu zwischen den Gesteinskörnern zu füllen und generell als Kleber des Korngerüstes untereinander /3/. Mit zunehmender Hydratationsdauer nimmt der Leim zunehmend Druckkräfte auf und verbindet das Korngerüst zugfest miteinander. Im Stadium des Festbetons ist der Leim maßgeblich für die Ausbildung eines ausreichend druckfesten und dauerhaften Betons verantwortlich. Somit erfüllt der Leim auf einer Erhärtungszeit-Schiene betrachtet zwei wesentliche Funktionen aus die für einen erdfeuchten Beton im Frühen, wie auch im Späten Stadium von Bedeutung sind.

2.3 Ziel der durchgeföhrten Untersuchungen

Im Rahmen eines vom BMBF geförderten Forschungsvorhabens /4/ wurde ein erdfeuchter Beton konzipiert, bei dem abgestufte Gesteinskörnungen ein tragfähiges Korngerüst bildeten. Anschließend wurde einer auf den Hohlraum des Traggerüstes optimal abgestimmten Menge eines packungsdichteoptimalen, sehr fließfähigen UHPC-Bindemittelleim ergänzt. Das Ziel der durchgeföhrten Arbeiten war es einen erdfeuchten Beton zu konzipieren, der einen hohen Grobkornanteil und einem Bindemittelleim basierend auf einem UHPC beinhaltet. Durch die Verwendung eines UHPC-Leimes als Bindemittelleim wird auf eine Leimmatrix zurückgegriffen, welche hinsichtlich Packungsdichte und Porosität bereits optimiert ist. Mit der Verwendung eines feinkörnigen und fließfähigen UHPC-Leimes für die Herstellung von erdfeuchten Betonen können gezielt Eigenschaften traditioneller erdfeuchter Betone verbessert werden. Dazu gehört eine dichtere und geschlossenere Oberfläche, die gegenüber äußeren Einflüssen widerstandsfähiger ist. Eine weitere Effizienzsteigerung in der Produktion sowie im Transport und der Handhabung der Rohre kann durch eine Reduzierung der Wandungsstärken erreicht werden.

3 Untersuchungsschwerpunkte

3.1 Voruntersuchungen / Ausgangsstoffe / Zusammensetzungen

Bei den in der Universität Kassel entwickelten UHPC-Rezepturen handelt es sich um feinkörnige Rezepturen mit einem Größtkorn von 0,5 mm und um Rezepturen mit einem zugegebenen Größtkorn von 8 mm. Die Unterschiede dieser beiden Rezepturen liegen in dem geringeren Zementanteil der Grobkornrezeptur und einer zusätzlichen Stufung im Feinstkornbereich. Die Leimgehalte < 0,125 mm dieser beiden Rezepturen liegen bei 44 Vol.-% für die feinkörnige Rezeptur und 49 Vol.-% für die grobkörnige Rezeptur. Dadurch ergeben sich auch geringfügige Unterschiede bei den Frischmörtel- und Festmörteleigenschaften dieser Rezepturen. Im Rahmen von Voruntersuchungen wurden die feinkörnigen sowie auch die grobkörnigen UHPC-Rezepturen, allerdings bis zu einem Größtkorn von 0,5 mm, hinsichtlich ihrer rheologischen Eigenschaften nach der DIN EN 1015-03 untersucht. Es sollte für die Entwicklung eines erdfeuchten UHPC ein fließfähiger Leim mit einem Ausbreitmaß > 30 cm verwendet werden, um die Hohlräume im Korngerüst auszufüllen.

Auf die Darstellung der Ergebnisse aus den Voruntersuchungen wird im Rahmen dieses Artikels verzichtet. Die nachfolgende Abbildung zeigt eine UHPC-Rezeptur kurz vor dem Überlaufen von der Ausbreitplatte. Das Ausbreitmaß dieser Rezeptur mit < 30 cm entsprach den Vorgaben für die weiteren Untersuchungen.



Bild 1: Ausbreitmaß nach DIN EN 1015-03 an dem Leim einer grobkörnigen UHPC-Rezeptur

In der nachfolgenden Tabelle ist die Zusammensetzung des UHPC-Leimes dargestellt, der für die weiteren Untersuchungen eingesetzt wurde.

Tabelle 1: Zusammensetzung des UHPC-Leimes

Ausgangsstoff	Volumen [dm ³]	Masse [kg]	Dichte [kg/dm ³]
Wasser	158,0	158,0	1,00
Porenraum	15,1	-	-
CEM I 52,5R	209,7	650	3,10
Silicastaub	80,5	177,0	2,20
Fließmittel	28,3	30,0	1,07
Quarzmehl fein	122,6	325,0	2,65
Quarzmehl grob	49,4	131,0	2,65
Quarzsand 0,125/0,5	133,6	354,0	2,65

Das eingesetzte Größtkorn der UHPC Rezeptur war der Quarzsand 0,125/0,5. Zur Vermeidung eines doppelten Sieblinienbereichs wurden die Gesteinskörnungen gezielt abgesiebt und zusammengesetzt. Bild 2 zeigt die Sieblinien beginnend mit dem Kleinstkorn 0,5 mm.

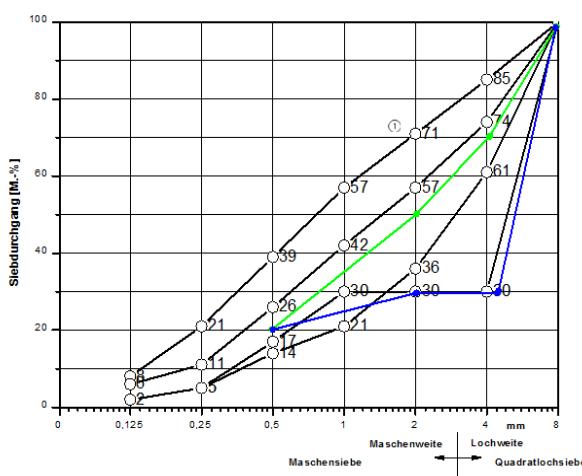


Bild 2: Sieblinien der Gesteinskörnungen

Zur Herstellung der erdfeuchten Betone wurden Kies- (ungebrochen) und Basaltkörnungen (gebrochen) für den Sieblinienbereich „günstig“ verwendet. Der Körnungsbereich betrug für alle Zusammensetzungen jeweils 0,5/16.

3.2 Leim/Gesteinskörnungsverhältnis

Der Begriff des Mörtelsättigungsgrades wurde von Schmidt in /3/ eingeführt und beschreibt den Grad der Füllung des von einer Gesteinskörnung vorgegebenen Hohlraumes. Durch die Verwendung eines UHPC-Leimes ist nicht nur eine deutliche Steigerung der Festigkeit durch Verbesserung des Mörtelsättigungsgrades = Füllungsgrades zu erzielen, sondern auch gegenüber der Beständigkeit mechanischer und chemischer Belastungen. In Bild 3 sind die 4-Phasen der Hohlraumfüllung dargestellt.

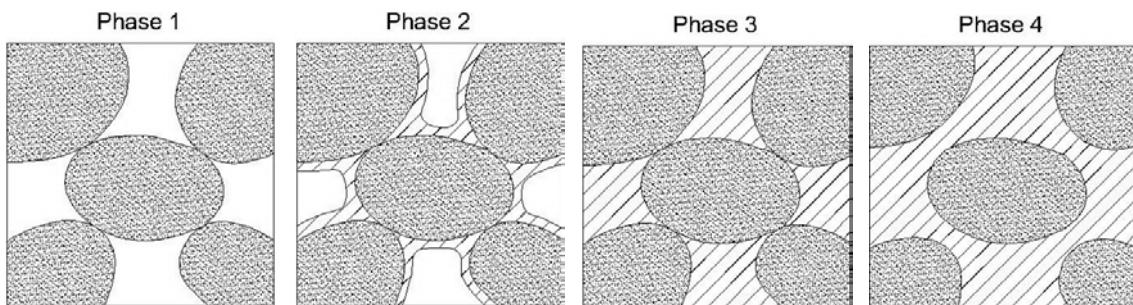


Bild 3: 4-Phasen-Modell der Hohlraumfüllung /3/

Durch die eingetragene Rüttel- und Verdichtungsenergie werden die Gesteinskörnungen in eine dichte Lagerung gebracht. Äußere Drucklasten können über den ausgebildeten Korn-zu-Korn Kontakt abgetragen werden, bei Verhinderung eines seitlichen Ausweichens. In Phase 2 reicht die eingebrachte Leimmenge noch nicht aus die Hohlräume komplett zu füllen. Es kommt in diesem Stadium zu einer Verklebung der Gesteinskörner, zudem wird mit fortschreitender Hydratation die Druckaufnahmefähigkeit erhöht. Phase 3 zeichnet sich durch eine optimale Füllung als auch mit einem Korn-zu-Korn Kontakt der Gesteinskörner aus. Die Gesteinskörner sind vollflächig miteinander verklebt, die reine Druckbeanspruchung wird überwiegend von Korn zu Korn abgetragen. In Phase 4 wird durch den Überschuss des Leimes die tragende Korn-zu-Kornstruktur aufgelöst. Das Festigkeits- und Verformungsverhalten wird zunehmend vom Leim bestimmt.

Nach /3/ besteht ein optimales L/GK-Verhältnis dann, wenn ein Korn-zu-Korn Kontakt besteht und die Hohlräume mit Leim gefüllt sind. Sind die Hohlräume überfüllt oder unterfüllt ist die Grünstandsfestigkeit und die Formstabilität der ausgeschalteten Betonwaren nicht mehr gewährleistet. Um den optimalen Befüllungsgrad einer erdfeuchten Mischung unter Verwendung eines UHPC-Leimes zu erhalten, wurde das Rüttelproctorverfahren eingesetzt.

3.3 Rüttelproctorversuch

Um einen erdfeuchten Beton in diesem jungen Stadium zu analysieren, wurde der Rüttelproctorversuch verwendet. Dieser Versuch lehnt sich an dem aus der Geotechnik bekannten Proctorversuch an und wurde in /2/ für die Analyse von erdfeuchten Betonen erweitert. Der Rüttelproctorversuch ist ein Maß für die Verdichtungsfähigkeit eines erdfeuchten Betons unter einer gleichbleibenden Rüttel- und Verdichtungsenergie. Unter diesen definierten Bedingungen wird ein optimaler Wassergehalt einer optimalen Verdichtung zugeordnet. Das Prüfgerät besteht aus einer Stahlzylinderschalung (Höhe: 300 mm, Durchmesser 150 mm) und einem Auflastgewicht, welches eine gleichbleibende Auflastspannung von ca. 0,016 N/mm² erzeugt. Die Auflastspannung verhindert ein Wandern grober Gesteinskörnungen in der erdfeuchten Probe. Das Prüfgerät wird auf einem Rütteltisch fest fixiert und mit beginnender Rüttleinwirkung kommt es zu einer Verdichtung der Probe. Mit diesem Verfahren ist es möglich, die maximal erzielbare Trockenrohdichte eines Betongemisches zu bestimmen. Voraussetzung für diese Untersuchungen war es, den eingesetzten UHPC-Leim in seiner Gesamtheit nicht zu verändern. Somit wurde bei diesen Untersuchungen nicht der Wassergehalt, sondern der Leimgehalt gestuft. Dadurch ist es möglich, den optimalen Leimgehalt einer erdfeuchten Mischung zu ermitteln. Der Versuchsstand ist in Bild 4 dargestellt.



- 1 Zylinderschalung
- 2 Rütteltisch
- 3 Auflastgewicht
- 4 Hilfstraverse

Bild 4: Versuchsstand Rüttelproctor

Die Rüttelproctoruntersuchungen wurden mit dem in Tabelle 1 dargestellten UHPC-Leim und denen in Bild 2 dargestellten Gesteinskörnungen durchgeführt. Dabei wurden die Leim- und Gesteinskörnungsverhältnisse stufenweise verändert. Die Untersuchungen begannen mit einem Leimgehalt von 18 Vol.-% zu 82 Vol.-% Gesteinskörner. Mit den weiteren Untersuchungsschritten ist der Leimgehalt sukzessive erhöht und der Gesteinskörnungsanteil im gleichen Maße verringert worden. Die Stufungsschritte betrugen anfänglich 4 Vol.-% und sind dann bis zum Erreichen des optimalen Sättigungspunktes auf bis zu 1 Vol.-% verringert worden.

Das Mischen des erdfeuchten Betons erfolgte in einem Zwangsmischer ZZ30 HE der Firma Zyklos mit 20 l Nutzvolumen bei einer Drehzahl von ca. 60 U/Min bei eingeschaltetem Hilfsantrieb und Quirl. Nach Ende der Mischzeit von 10 min wurde der erdfeuchte Beton unter Rütteleinwirkung (60 Hz, Schwingbreite 0,75 mm) in die Stahlzylinderschalung oberflächenbündig eingefüllt. Das Auflastgewicht wurde im Anschluss an die Befüllung aufgesetzt und eine Minute lang weiter verdichtet. Die gesamte Einfüll- und Verdichtungsdauer betrug ca. 3 Minuten anschließend sind die Prüfkörper.

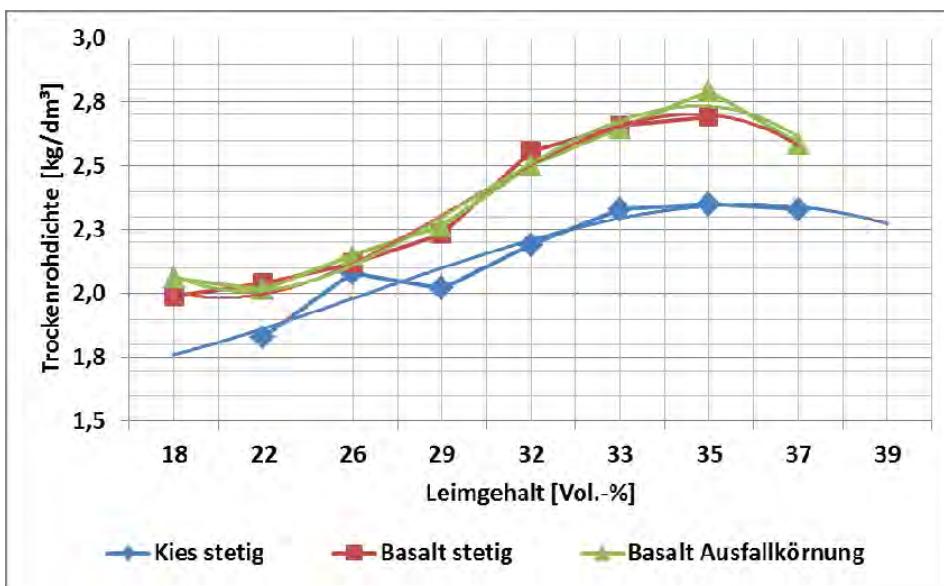


Bild 5: Ermittlung der Proctordichten mit drei verschiedenen Körnungszusammensetzungen /5/

In Bild 5 sind die Proctorkurven des UHPC-Leimes mit den drei verschiedenen Gesteinskörnungssieblinien dargestellt. Die y-Achse zeigt die Trockenrohdichten und die x-Achse den jeweiligen Leimgehalt der Mischung. Es zeigt sich anhand der Proctorkurven, dass die Basaltmischungen eine bessere Verdichtung und somit höhere Trockendichten aufweisen als die Kiesmischung. Des Weiteren zeigen die Basaltmischungen

einen fast identischen Verlauf. Die maximalen Trockenrohdichten sind allerdings leicht unterschiedlich. Die stetige Basalmischung bildet ein Plateau im Bereich von 33 – 35 Vol.-% aus, während die Ausfallkörnung ein deutliches Maximum bei 35 Vol.-% zeigt. Im Vergleich die stetige Kiesmischung, die ebenfalls ein Plateau im Bereich des optimalen Sättigungspunktes ausbildet. Dieser liegt aber ebenso wie bei der Ausfallkörnung bei ca. 35 Vol.-%. Die stetige Basalmischung ließ sich mit dem geringsten Leimanteil am besten verdichten. Der Vergleich der Basalmischungen miteinander zeigt auch, dass für die Füllung der Hohlräume der Ausfallkörnung etwas mehr Leim benötigt wird, dies ist aber auf einem geringen Niveau. Bei den Ausbildungen der optimalen Sättigungspunkte zeigt sich außerdem eine Plateaubildung bei den stetigen Sieblinien mit keiner eindeutigen Abzeichnung, während sich bei der Ausfallkörnung das Optimum sehr deutlich zeigt.

Zur Übertragung dieser Untersuchungen vom Labormaßstab auf den Werksmaßstab, wurde ein Werksversuch bei einem Projektpartner im Betonwerk durchgeführt. Für diesen Werksversuch war es allerdings nicht möglich die Gesteinskörnungen bis zum Kleinstkorn 0,5 mm abzusieben, zudem wurden im Betonwerk Gesteinskörnungen im Körnungsbereich 0/16 verwendet. Zur Vorbereitung auf diesen Werksversuch wurden weitere Proctoruntersuchungen mit einer stetigen Kiessieblinie 0/16 durchgeführt ohne vorher die Kornfraktion 0/0,5 abzusieben.

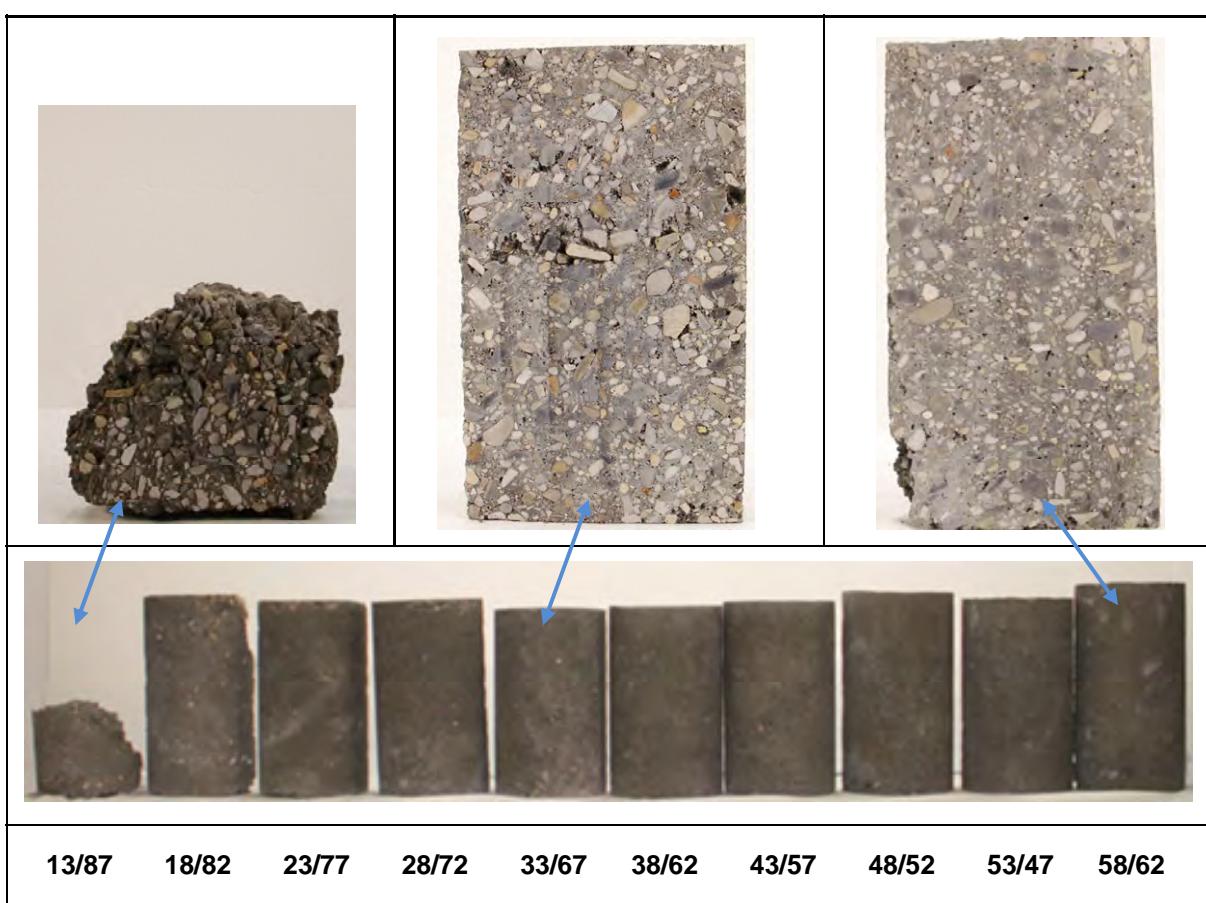


Bild 6: Proctorkurve mit 10 Leim / Gesteinskörnungsstufungen, Kies 0/16 stetig

In Bild 6 sind verdichtete Prüfzylinder einer Proctoruntersuchung mit insgesamt 10 L/GK-Stufungen dargestellt. Im oberen Teil der Abbildung sind Schnittbilder ausgewählter Zylinder gezeigt, im mittleren Teil werden die rüttelproctorverdichteten Prüfzylinder dargestellt und im unteren sind die zugehörigen L/GK-Verhältnisse angegeben. Bei dieser Untersuchung wurden die Prüfkörper nicht sofort ausgeschalt, sondern für einen Tag in der Schalung belassen, da die Prüfkörper mit den erhöhten Leimgehalten nach dem Ausschalen sofort versagt hätten. Die Darstellung verdeutlicht anschaulich die Bildung des optimalen Sättigungspunktes mit der höchsten Trockenrohdichte. Die Prüfzylinder von links beginnend zeigen einen geringen Leimanteil, der dazu führt, dass die Gesteinskörner durch die Rüttelpressverdichtung nicht in eine optimale Lage gebracht werden können. Die Reibungskräfte der Gesteinskörnungen untereinander ist sehr hoch und die Trockenrohdichten sind niedrig aufgrund der fehlenden Hohlraumfüllung durch den Leim. Mit stei-

gendem Leimgehalt verringern sich die Reibungskräfte und die Gesteinskörner haben die Möglichkeit während der Rüttelpressverdichtung in eine dichtere Lagerung zu gelangen. Die Prüfkörper lassen sich insgesamt besser verdichten, die Trockenrohdichten steigen an. Der Prüfkörper mit dem L/GK-Verhältnis von 33/67 zeigt die beste Verdichtung und die höchste Trockenrohdichte. Zudem zeigen die mittleren Prüfkörper eine gute Formhaltung und Stabilität nach dem Ausschalen sowie ein geschlossenes Oberflächenbild. Mit stetig steigendem Leimgehalt werden die vorhandenen Hohlräume zu nehmend gefüllt und anschließend überfüllt. Aufgrund der Inkompressibilität des Leimes nimmt die Höhe des Prüfzylinders wieder zu.

Es zeigte sich auch bei der größeren Gesteinskörnung ein optimales L/GK-Verhältnis von 33/67. Diese im Labormaßstab ermittelten optimalen Mischungszusammensetzungen wurden anschließend in einem Betonwerk unter praxisüblichen Bedingungen durchgeführt. Mit der Herstellung von Rohrdenomstratoren sollten primär folgende Fragen geklärt werden,

- ist mit der vorhandenen Misch- und Verdichtungseinrichtung im Werk die im Labor ermittelten L/GK-Verhältnis übertragbar
- ist dieser erdfeuchte UHPC für die Dauer eines Herstellzykluses von insgesamt sechs Rohren und einer Dauer von ca. 60 min noch zu verarbeiten
- ist eine geschlossene Oberfläche zu erzielen (Lunker, Fehlstellen).

4 Herstellen von Betonrohren im Werk

4.1 Zusammensetzung/Versuchsdurchführung/Herstellung

Das in diesem Forschungsvorhaben beteiligte Betonwerk produziert Stahlbetonrohre für den Abwasserbereich in verschiedenen Nennweiten und Längen bis ca. 1 m. Die erdfeuchten Mischungen werden in einem 1,5-m³-Gleichlaufmischer hergestellt und über ein Förderband zur Produktionsanlage transportiert. Die Produktion der Rohre erfolgt über eine Anlage mit feststehendem Innenteil und einer beweglichen, abnehmbaren äußeren Rohrschalung. Das Befüllen der Schalung erfolgt unter Rüttleinwirkung, nach Beendigung des Einfüllens wird das Rohr unter Auflast verdichtet. Hergestellt wurden insgesamt 10 Betonrohre mit der Nennweite DN 300, Länge 1100 mm.

Bei den Praxisversuchen im Werk wurde die erdfeuchte Mischung aus den Laboruntersuchungen verwendet (Mischung 1). Des Weiteren wurde noch eine zweite UHPC-Rezeptur zusätzlich eingesetzt die ein anderes Fließmittel und Silicastaub enthielt (Mischung 2). Zum einen konnten damit Rückschlüsse auf die Wirkung der unterschiedlichen Fließmittel gezogen werden zum anderen ermöglichte dies eine gewisse Absicherung gegenüber dem möglichen Nichtgelingen einer Mischung. Als optimales L/GK-Verhältnis wurde für diesen zweiten UHPC-Leim ebenfalls 33/67 angesetzt.

Gemischt wurde ein Volumen von 500 l mit dem L/GK-Verhältnis von 33/67. Als Gesteinskörnung wurden Sand 0/2, Kies 2/8 und Kies 8/16 aus den örtlichen verfügbaren Vorkommen eingesetzt. Die Mischdauer im Gleichlaufmischer betrug ca. 10-12 Minuten. Dabei wurden die Ausgangsstoffe 2 min. homogenisiert, bevor das Wasser/Fließmittelgemisch hinzugegeben wurde. Die Frischbetontemperaturen schwankten zwischen 24,5 °C und 25,4 °C. Anschließend wurde über die Förderbandanlage der erdfeuchte Beton zur Rohrherstellungsanlage befördert. Insgesamt waren die Rohrherstellungen sehr erfolgreich, sodass von den beiden Rezepturen jeweils 5 Rohre DN 300, l = 1100 mm mit Glocke und Spitzende hergestellt werden konnten. Die nachfolgende Abbildung zeigt exemplarisch einige der hergestellten Betonrohre in der Ansicht und im Detail der Oberfläche.

Die Rohrherstellung mit den neuformulierten Rezepturen verlief insgesamt erfolgreich. Allerdings war das optimale L/GK-Verhältnis aus den Laboruntersuchungen von 33/67 etwas zu hoch für die Herstellung mit der Werksanlage. Die mit diesem Verhältnis hergestellten Rohre zeigten nach kurzer Zeit eine leichte Ausbauchung in der Rohrmitte. In einem zweiten Versuch wurde das L/GK-Verhältnis auf 30/70 gesenkt. Diese Rohre konnten sehr gut hergestellt werden und sind in Bild 7 dargestellt.



Bild 7: Hergestellte Betonrohre (links) in der Ansicht, Detail der Oberflächenstruktur UHPC-Rohr (mitte), Originalrohr Betonwerk (rechts)

Die Detailaufnahmen in Bild 7 mitte und rechts zeigen ebenso, dass der erdfeuchte Beton eine ähnliche Oberflächengüte aufwies wie die Betonrohre des Betonwerks. Des Weiteren ließ sich der erdfeuchte Beton über den Herstellungszyklus von ca. 60 min verarbeiten. Der Erkenntnisgewinn dieser Rohrherstellung beinhaltet aber auch, dass leichte Änderungen an der Rezeptur für einen nächsten Herstellungstermin vorgenommen werden sollten. Es zeigte sich bei den Rohren eine nicht optimale Ausbildung des oberen Spitzendes in Form von nicht ausreichend in Leim eingebettete Gesteinskörner. Durch ein Vornässen der Presseinrichtung konnte dies zum Teil verbessert werden.

Im Anschluss an diese Herstellung erfolgten verschiedene Festigkeits- und Dauerhaftigkeitsuntersuchungen an den Betonrohren. Dazu wurden Rohre von jeder Rezeptur sowie Originalrohre des Betonwerks, zur Universität Kassel gesendet. Die Originalrohre dienten in diesem Fall dazu Referenzwerte zu generieren.

4.2 Festigkeitsuntersuchungen

Untersucht wurden die Festigkeitseigenschaften der UHPC-Rohre wie der Referenzrohre aus dem Betonwerk anhand der Druckfestigkeit nach DIN EN 12390-03 sowie der Scheiteldruckfestigkeit nach DIN EN 1916. Die Ergebnisse sind in Bild 8 dargestellt.

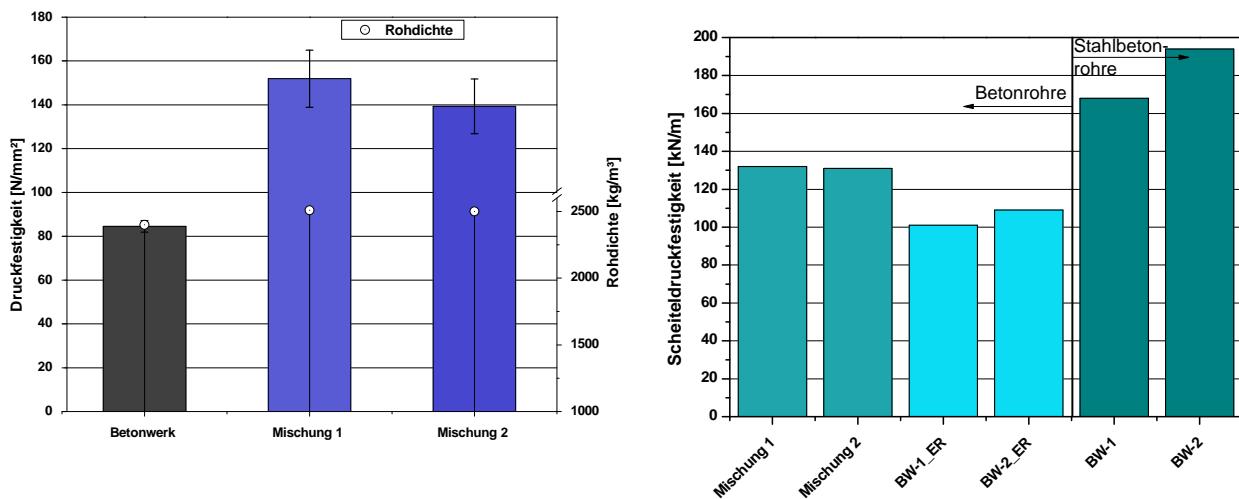


Bild 8: Druckfestigkeitsergebnisse an Bohrkernen (links), Ergebnisse der Scheiteldruckprüfung (rechts)

Bild 8 links zeigt die Druckfestigkeitsergebnisse der zwei hergestellten Mischungen sowie eines üblichen Referenzbetons des Betonwerks. Zur Ermittlung der 56-Tage Druckfestigkeit wurden aus den Rohren jeweils drei Bohrkerne gezogen. Die Stirnseiten der Zylinder sind plan eben geschliffen worden, sodass die Höhe wie auch der Durchmesser 5 cm betragen.

Die Grafik zeigt sehr deutlich die Festigkeitspotentiale eines erdfeuchten UHPC gegenüber dem normalen erdfeuchten Beton des Betonwerks. Die Druckfestigkeit der Mischung 1 mit 152 N/mm² und der Mischung 2 mit 140 N/mm² liegen im Mittel 58 % über der Druckfestigkeit Referenzbetons von 84 N/mm². Die Originalmischung des Betonwerks beinhaltet einen Zement 42,5 R HS mit einer Zugabemenge von 380 kg/m³. Die Mischungen 1 und 2 beinhalten, umgerechnet auf das L/GK-Verhältnis von 30/70 einen Zementanteil von 257 kg/m³, dies entspricht einer Reduzierung des Zementgehalts von ca. 32 % allerdings unter der Berücksichtigung, dass bei den UHPC-Mischungen ein Zement 52,5 R verwendet wurde. Mit Blick auf die ermittelten Rohdichten zeigen die Mischungen 1 und 2 mit ≈ 2.500 kg/m³ gegenüber ≈ 2.400 kg/m³ der Betonwerk Mischung wesentlich höhere Rohdichten. Dies deutet auf eine bessere Verdichtung und Hohlraumfüllung der UHPC-Mischungen hin, auch im Hinblick auf den verringerten Zementgehalt. Die rechte Abbildung zeigt die Ergebnisse der Scheiteldruckprüfung im Alter von 28 Tagen. Geprüft wurden einmal die erdfeuchten UHPC-Rohre sowie auch zwei Stahlbetonrohre des Betonwerks. Die Stahlbetonrohre zeigten erwartungsgemäß eine wesentlich höhere Scheiteldruckfestigkeit als die Betonrohre. Die beiden Ergebnisse mit der Bezeichnung BW_IR geben die Erstrissbildung während der Scheiteldruckprüfung bei den Stahlbetonrohren an. Bei Betonrohren wäre nach der Erstrissbildung der Bruch eingetreten und hier zeigt sich im Vergleich zu den erdfeuchten UHPC-Rohren eine Steigerung der Scheiteldruckfestigkeit gegenüber Betonrohren aus normalem erdfeuchtem Beton um ca. 19 %.

4.3 Untersuchung des chemischen und des kombiniert chemisch-mechanischen Widerstandes

Ein zentrales Aufgabengebiet in diesem Forschungsvorhaben ist die Untersuchung des chemischen und des kombiniert chemisch-mechanischen Widerstandes an denen im Betonwerk hergestellten Demonstratoren. In Bild 9 links ist der aufgebaute Versuchsstand zur Untersuchung des chemischen Widerstandes dargestellt. In speziellen chemikalienbeständigen Lagerungsgefäßen werden die Probekörper bei unterschiedlichen pH-Werten über längere Zeiträume gemessen. Dabei wird die Säure entsprechend dem Verbrauch durch Titrationsanlagen automatisch nachtitriert und konstant gehalten. Bei diesen Untersuchungen wird der chemische Widerstand gegenüber einem biogenen Schwefelsäureangriff nach der Sielbau-Richtlinie 2001 bestimmt /6/. Als chemisch-mechanisches Prüfverfahren wird das Verfahren nach LPI (Lohaus-Petersen-Ingenieurgesellschaft) angewendet /7/ und ist in Bild 9 rechts dargestellt. Bei diesem Verfahren werden eingespannte Probekörper im Kreis bewegt. Dabei rotieren sie mit einer Umdrehungsdauer von ca. 150 Sekunden abwechselnd im Säurebad und über dem Säurespiegel. Oberhalb der Säure werden die Prüfkörper an einer Bürste vorbeigeführt, um die entstandenen Silicatgelreaktionsprodukte abzubürsten.



Bild 9: Aufbau des Säureprüfstandes als Multitasking Titrationssystem (links), Prüfeinrichtung kombiniert chemisch-mechanisches Prüfverfahren (rechts)

An denen im Betonwerk hergestellten Rohrdemonstratoren der Mischung 1 und 2 sowie des Referenzbetons wurde der chemische Widerstand gegenüber einem biogenen Schwefelsäureangriff nach der Sielbau-Richtlinie 2001 bestimmt. Dazu sind aus Rohrabschnitten Prüfkörper mit den Abmessungen 80 • 40 • 40 [mm] herausgesägt und nach 20 Tagen einer 10-wöchigen pH1-Lagerung unterzogen worden. Nach Beendigung der Säureeinlagerungen erfolgt die Auswertung über die Ermittlung der Restdruckfestigkeit der korrodierten Prismen sowie über eine relative Restdruckfestigkeit, die sich auf die Druckfestigkeit einer gleichlangen Referenz-Wasserlagerung bezieht.

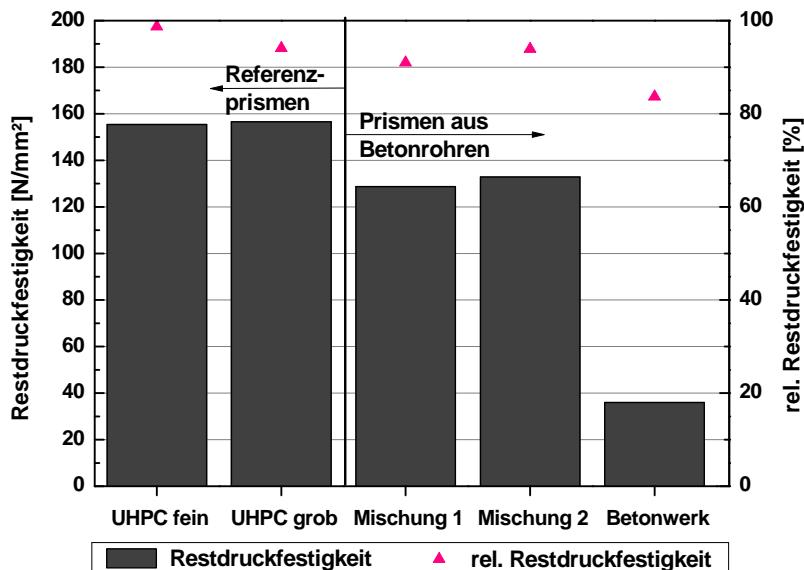


Bild 10: Restdruck- und relative Festigkeit von Prüfkörpern mit 10-wöchiger Lagerung in Schwefelsäure mit pH1

In Bild 10 sind Untersuchungsergebnisse einer pH1 Lagerung abgebildet. Die Grafik zeigt auf der linken y-Achse die Restdruckfestigkeit an den eingelagerten Prüfkörpern und auf der rechten y-Achse die relativen Restdruckfestigkeiten der eingelagerten Prüfkörper bezogen auf eine Referenzlagerung im Wasserbad. Des Weiteren stellt die Grafik Ergebnisse an im Labor hergestellten Referenzprüfkörpern aus einer fein- und grobkörnigen UHPC-Rezeptur sowie die Mischung 1 und 2 und Prüfkörper des Betons aus dem Betonwerk dar. Es zeigt sich, dass die Restdruckfestigkeiten der erdfeuchten UHPC Mischungen etwas geringer sind als die Restdruckfestigkeit der im Labor hergestellten Referenzmischungen, insgesamt aber auf einem hohen Niveau. Die Restdruckfestigkeit des Betons aus dem Betonwerk liegt mit deutlich unter den anderen Ergebnissen. Die Sielbau Richtlinie teilt die Beständigkeiten gegenüber einem Säureangriff in zwei Klassen ein, in denen die relativen Restdruckfestigkeiten einfließen. Die Klasse 1 für die Lagerung in pH1 erfordert eine relative Restdruckfestigkeit von > 97 %, für die Klasse 2 eine von > 75 %. Die relativen Restdruckfestigkeiten der UHPC-Mischungen bewegen sich in den Bereichen 91 – 99 %, wobei die UHPC fein Mischung die Klasse 1 erreicht. Der Referenzbeton des Betonwerks erreicht mit 84 % den geringsten Wert der Untersuchung.

Die Untersuchungen zum kombiniert chemisch-mechanischem Angriff werden an Prismen aus den Rohrdemonstratoren der Abmessungen 160 • 40 • 40 [mm] durchgeführt. Das Prüfmedium ist auch eine Schwefelsäure mit der Wertigkeit pH3. Aufgrund des höheren pH-Wertes und der damit längeren Untersuchungszeit sind die Untersuchungen derzeit noch nicht abgeschlossen. Es kann, in Anbetracht der Ergebnisse zum chemischen Widerstand, davon ausgegangen werden, dass die UHPC-Mischung auch hier einen erhöhten Widerstand aufweist.

5 Zusammenfassung

UHPC ist ein üblicherweise feinkörniger, fließfähiger Beton für konstruktive Anwendungen. Seine hohe Festigkeit und vor allem seine wesentlich höhere Gefügedichtigkeit praktisch ohne Kapillarporen können aber auch in anderen Anwendungsbereichen genutzt werden. Diese Untersuchungen mit der Verwendung des UHPC in erdfeuchten Mischungen zeigen eine neue Anwendungsmöglichkeit im Bereich der Betonfertigteile. Es besteht die Möglichkeit Betonrohre herzustellen mit einem wesentlich verbesserten mechanischen und chemischen Widerstand. Die Untersuchungen zeigten, dass der optimale Leimgehalt einer erdfeuchten Mischung über den Rüttelproctorversuch zu ermitteln ist. Der Unterschied zu dem ursprünglichen Versuchablauf war, dass nicht der Wassergehalt in der Mischung stufenweise erhöht wurde, sondern der UHPC-Leim im Gesamten gestuft hinzugegeben wurde. Die anschließende Herstellung von Rohrdemonstratoren unter praxisüblichen Bedingungen in einem Betonwerk konnte erfolgreich durchgeführt werden. Die anschließenden Untersuchungen zeigten im Vergleich zu hergestellten Referenzrohren des Betonwerks ein hohes Potential im Bezug auf die ermittelten Festigkeitseigenschaften und der Säurebeständigkeit.

6 Literatur

- /1/ Deutscher Ausschuss für Stahlbeton; DAfStb: Sachstandsbericht Ultrahochfester Beton. Heft 561, 2008.
- /2/ Bornemann, R.: Untersuchungen zur Modellierung des Frisch- und Festbetonverhaltens erdfeuchter Betone. Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Universität Kassel, Heft 4, 2005.
- /3/ Schmidt, M.: Stoffliche und konstruktive Eigenschaften hydraulisch gebundener Tragschichten. Habilitation Universität Dortmund, Schriftenreihe der Zementindustrie, H. 51, 1990.
- /4/ BMBF-Projekt „Kalt härtende Keramik durch nanotechnologische Gefügeoptimierung“, Förderkennzeichen: 03X0067G
- /5/ Möller, H.: Konzeption und Untersuchung erdfeuchter Betone mit erhöhten Festigkeiten, Diplomarbeit FG Werkstoffe des Bauwesens, Uni Kassel, 2010 unveröffentlicht.
- /6/ Richtlinie für die Prüfung von Mörteln für den Einsatz im Sielbau, Prüfverfahren der Technischen Universität Hamburg-Harburg Institut für Baustoffe, Bauphysik und Bauchemie, 2001.
- /7/ Petersen, B. G.: Entwicklung eines Hochleistungsbetons mit erhöhtem Säurewiderstand. BWI – BetonWerk International, Heft 4, S. 54-60, 2007.

Torsten Braun

Wissenschaftlicher Mitarbeiter
 Universität Kassel
 Werkstoffe des Bauwesens und Bauchemie
 Mönchebergstraße 7
 34125 Kassel
 torsten.braun@uni-kassel.de

Forschungsschwerpunkte:

- Erdfeuchte Betone auf Basis eines UHPC
- Erhöhung der Säurebeständigkeit von Betonen



Alkali-aktivierte Bindemittel für die Anwendung im Beton

Ricarda Tänzer, Michael Schmidt, Dietmar Stephan

1 Einleitung

Portlandzementhaltige Bindemittel werden seit Jahrzehnten intensiv erforscht. Der umfangreiche Kenntnisstand von Reaktionsmechanismen, Eigenschaften im frischen und erhärteten Zustand sowie Dauerhaftigkeit unter verschiedenen Umgebungsbedingungen fördern deren breite Nutzung. 2006 wurden weltweit 2,55 Mrd. Tonnen Zement produziert, so das „World Business Council for Sustainable Development“ (WBCSD) in seinem Report “Cement Technology Roadmap - Carbon emissions reductions up to 2050” von 2009 /1/. Aufgrund des Wirtschaftswachstums in Schwellenländern wie China und Indien wird die Nachfrage nach Zement in den nächsten Jahrzehnten weiter steigen. Ausgehend von einem niedrigen Nachfragewachstum prognostiziert das WBCSD für 2050 eine Produktionssteigerung von ca. 45 % Zement weltweit bezogen auf das Jahr 2006. Wird von einem hohen Nachfragewachstum ausgegangen so liegt die vorausgesagte Steigerung sogar bei 72,5 %. Das entspricht ca. 4,4 Mrd. t Zement pro Jahr.

Bei der Herstellung von 1 t Zementklinker entsteht durchschnittlich ca. 1 t CO₂. Demnach könnte 2050 die durch die Zementherstellung bedingte CO₂-Emission jährlich bis zu 4,4 Mrd. t betragen /1/. Die Verwendung von Sekundärabbrennstoffen, wie Reifen, Tiermehle oder Klärschlamm trägt dazu bei, dass in Deutschland die spezifische CO₂-Emission pro Tonne Zementklinker auf 0,575 t CO₂ im Jahr 2010 gesenkt werden konnte /2/. Da aber rohstoffbedingt je produzierte Tonne Zementklinker, durch die Entsäuerung des Kalksteins, ca. 0,5 t CO₂ freigesetzt werden, ist in Deutschland die Reduzierung des CO₂-Ausstoßes durch prozesstechnische Maßnahmen sowie den Einsatz von Sekundärabbrennstoffen weitgehend ausgereizt.

Eine Möglichkeit die CO₂-Bilanz von Produkten auf Basis von Portlandzement zu verbessern ist die Verringerung des Klinker/Zement Faktors. Der Klinkeranteil in Zementen kann insbesondere durch den Einsatz von Sekundärrohstoffen, wie Hüttensandmehl, Flugasche oder Kalksteinmehl gesenkt werden. Die DIN EN 197-1 /3/ regelt die Herstellung und Verwendung dieser Zemente. Seit dem Jahr 2000 hat sich der Anteil an Portlandkompositzementen verdoppelt /4/. Während zu Beginn hauptsächlich Portlandhüttenzemente (CEM II/S) und Portlandkalksteinzemente (CEM II/LL) eingesetzt wurden, steigt das Interesse an CEM II/M-Zementen stetig. Grund hierfür ist die Möglichkeit verschiedene Kompositmaterialien in Kombination einzusetzen. Der Anteil von Puzzolanzenzementen (CEM IV) und Kompositzementen (CEM V) ist in Deutschland derzeit jedoch noch vernachlässigbar klein.

Es ist aber auch möglich Sekundärrohstoffe ohne Portlandzementklinker zu verarbeiten und somit Portlandzementfreie Bindemittel auf der Basis alkalisch aktiver Flugaschen und Hüttensande zu erzeugen. Als alkalische Aktivatoren kommen beispielsweise Alkalilaugen, Alkalicarbonate oder Alkalisilikate zur Anwendung. Um eine industrielle Nutzung nicht nur in Nischenbereichen zu erzielen, sind Kenntnisse zur Steuerbarkeit der Mörtel- und Betoneigenschaften im frischen wie im festen Zustand notwendig.

2 Rohstoffe und Untersuchungsmethoden

2.1 Rohstoffe

Für die Untersuchungen wurde ein zu 99,9 % glasig erstarrter Hüttensand (HS) verwendet, der eine Blaine-Feinheit von 4200 cm²/g besaß. Des Weiteren kamen eine Flugasche (FA) zum Einsatz, die geringe Mengen an kristallinem Mullit und Quarz enthielt, sowie ein Silicastaub (S). Die Zusammensetzungen von Hüttensand und Flugasche sind in Tabelle 1 aufgeführt.

Tabelle 1: Zusammensetzung von Hüttensand und Flugasche in M.-%

M.-%	CaO	SiO ₂	Al ₂ O ₃	MgO	FeO	TiO ₂	MnO	Na ₂ O	K ₂ O	S ²⁻ /SO ₃
HS	37,3	36,9	10,9	11,2	0,3	0,8	0,2	0,3	0,7	S ²⁻ =0,8
FA	1,5	47,5	27,9	1,0	9,6	2,1	0,1	1,0	2,9	SO ₃ =0,1

Als Anreger kamen Kalium-Wassergläser zum Einsatz, die in ihrem molaren Verhältnis $\text{SiO}_2/\text{K}_2\text{O}$ variierten (Tabelle 2).

Tabelle 2: Zusammensetzung der verwendeten alkalischen Anreger

Abkürzung	Molverhältnis $\text{SiO}_2/\text{K}_2\text{O}$	Feststoffgehalt im Wasserglas	$m_{\text{K}_2\text{O}}/m_{\text{BM}}$	$m_{\text{SiO}_2}/m_{\text{BM}}$
			M.-%	M.-%
	-	M.-%	M.-%	M.-%
K-WG-0,5	0,5	12,4	3,6	1,2
K-WG-0,75	1,0	13,9	3,6	1,7
K-WG-1,0	1,0	15,4	3,6	2,3
K-WG-2,0	2,0	21,5	3,6	4,6

*BM = Bindemittel = HS + FA + S

2.2 Untersuchungsmethoden

Die Mörtel wurden mit einem Mörtelmischer gemäß DIN EN 196-1 hergestellt. Um die Verarbeitbarkeit in Abhängigkeit von der Zeit zu bestimmen, wurde das Ausbreitmaß (DIN EN 1015-3) 4 Minuten sowie 10, 20, 30 Minuten und wenn möglich 40 Minuten nach Nullzeit gemessen. Für die Bestimmung der Festigkeiten wurden aus geeigneten Mörteln Prismen der Abmessung 4·4·16 cm³ hergestellt. Nach Lagerung bei 20 °C und 100 % Luftfeuchtigkeit erfolgte die Prüfung der Festigkeit nach 1, 7 und 28 Tagen. Die Bestimmung der Mörtelporosität erfolgte mittels Quecksilberhochdruckporosimetrie (Poremaster 60 GT, Quantachrome).

Für die Herstellung der Betone wurde Quarzkies der Körnung 2/8 und 8/16 verwendet. Bei den Laborversuchen kam ein Betonmischer (Zyklos ZZ 150 HE) mit Nutzvolumen von 150 l zur Anwendung. Zunächst wurden die trockenen Bestandteile vorgemischt und für zwei Minuten homogenisiert. Anschließend wurde die flüssige Komponente, bestehend aus dem Wasserglas und Wasser zugesetzt, und der Beton für weitere vier Minuten gemischt. Der erdfreudige Beton wurde in Zylinderschalungen (Ø 20 cm) eingebracht und unter Last (27,5 kg) auf einem Rütteltisch verdichtet. Unmittelbar danach erfolgte die Entformung, um die schnelle Entschalbarkeit und Formstabilität zu untersuchen. Bei den Werksversuchen wurde ein 150 l Intensivmischer der Firma Eirich verwendet. Das Mischregime erfolgte analog zu dem im Labor.

3 Untersuchungsergebnisse

3.1 Mörtel

3.1.1 Konsistenz

Konsistenz und Verarbeitbarkeit in Abhängigkeit der Zeit sind wichtige praxisrelevante Eigenschaften von Mörteln und Betonen. Für den praktischen Einsatz ist es besonders erforderlich, die Konsistenz beeinflussen zu können, um nicht nur fließfähige Mörtel z. B. für Beschichtungen, sondern auch steife Betone z. B. für Rohre herstellen zu können, die direkt entschalbar sind. Für die Untersuchung der Konsistenz und Verarbeitungszeit wurde zunächst eine Rezeptur formuliert, die aus gemahlenem Hüttensand (Tabelle 1) und einem Quarzsand 0/2 sowie Wasserglas (siehe Tabelle 2) und Wasser als Aktivator bestand. Mit Hilfe der Berechnungsalgorithmen von Schwanda und Reschke /5, 6/ wurden Hüttensand (40,8 M.-%) und Quarzsand 0/2 (59,2 M.-%) so kombiniert, dass die Mischung eine möglichst hohe Packungsdichte, das heißt einen geringen Hohlraumgehalt aufwies. Das Verhältnis von Hüttensand zu Wasserglas betrug 2,6.

Der Mörtel mit K-WG-0,5 als Aktivator besaß die weichste Konsistenz (siehe Bild 1) und blieb nach dem Mischen relativ lange fließfähig. Im Gegensatz dazu hatte der Mörtel mit K-WG-1,0 zu Beginn eine plastische bis fließfähige Konsistenz, die aber nach wenigen Minuten ansteifte. Nach 20 Minuten war der Mörtel so weit angesteift, dass keine Verarbeitung des Mörtels mehr möglich war. Der Mörtel mit K-WG-2,0 steifte sogar noch schneller an, so dass der Setztrichter bereits nach 10 Minuten nicht erneut gefüllt werden konnte. Ein ausgeprägtes thixotropes Verhalten besaß der Mörtel mit K-WG-0,75. Das äußerte sich insbesondere darin, dass eine geringe Mischenergie ausreichend war, um den Mörtel wieder auf eine plastische Konsistenz aufzurühen. Die Konsistenz zu Beginn war nicht so fließfähig wie bei den Mörteln mit K-WG-0,5 und K-WG-1,0, blieb dafür aber über einen Zeitraum von rund 40 Minuten konstant.

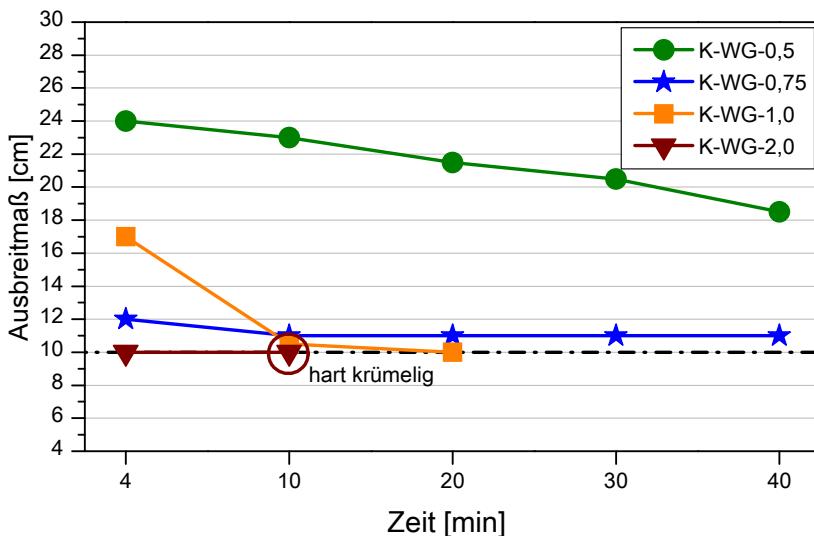


Bild 1: Zeitliche Veränderung der Ausbreitmaße nach 15 Hüben auf dem Hägermannstisch ($\varnothing 30\text{ cm}$) von Mörteln mit unterschiedlichen Wasserglas-Anregern ($w/b = 0,40$)

3.1.2 Festigkeit

Für weitere Untersuchungen kamen nur die Wassergläser mit einem Molverhältnis $\text{SiO}_2/\text{K}_2\text{O}$ von 0,5 und 0,75 in Frage, da bei diesen Mörteln eine Verarbeitbarkeit auch über längere Zeit gegeben war. Aus diesem Grund wurden aus diesen Mörteln nach DIN EN 196-1 Prismen der Abmessung $4 \cdot 4 \cdot 16\text{ cm}^3$ hergestellt, die nach 1, 7 und 28 Tagen auf ihre Festigkeit geprüft wurden. **Bild 2** vergleicht die Biegezug- sowie die Druckfestigkeiten der Mörtel mit K-WG-0,5 und K-WG-0,75. Die Biegezug- und Druckfestigkeiten des Mörtels mit K-WG-0,5 erreichten nach 1 d ca. 2/3 der Festigkeiten des Mörtels mit K-WG-0,75. Letzterer besaß auch bei den folgenden Prüfterminen etwas höhere Festigkeiten und erzielte nach 28 d eine Biegezugfestigkeit $>8\text{ N/mm}^2$ und eine Druckfestigkeit $>40\text{ N/mm}^2$. Bei beiden Mörtelrezepturen war das Verhältnis aus Biegezugfestigkeit zu Druckfestigkeit immer ca. 1:5, und damit höher als bei üblichen CEM-Zementen.

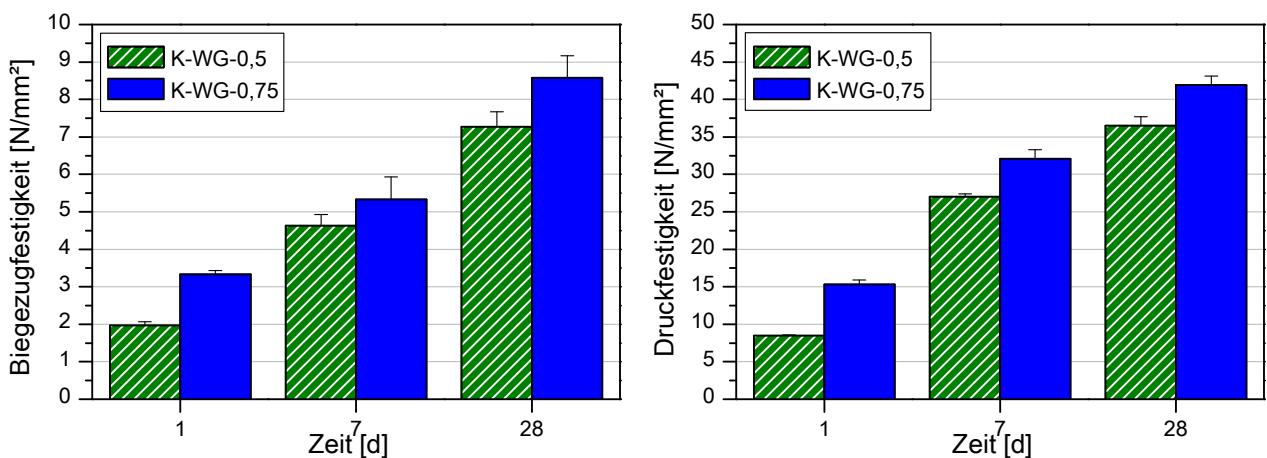


Bild 2: Biegezug- und Druckfestigkeiten der Mörtel mit K-WG-0,5 und K-WG-0,75 ($w/b = 0,40$)

3.1.3 Porosität

Aus vorangegangenen Untersuchungen am Bindemittelstein /7, 8/ ist bekannt, dass mit Wasserglas aktivierter Hüttensteine sehr hohe Gefügedichtigkeiten, das heißt sehr niedrige Porositäten aufweisen. Bild 3 vergleicht die Porositäten der Mörtel mit K-WG-0,5 und K-WG-0,75 (dicke Linien). Zusätzlich sind in Bild 3 auch die Porositäten der entsprechenden Bindemittelsteine (dünne Linien) aufgetragen. Bei letzteren sind fast alle Poren kleiner 10 nm. Die Porengrößen steigen bei den Mörteln an. Im Falle des Mörtels mit K-WG-0,75 liegt dennoch der überwiegende Teil der Poren im Bereich der Gelporen. Damit ist dieser Mörtel durch eine hohe Gefügedichtigkeit charakterisiert. Auf Grundlage dieser Ergebnisse wurde entschieden, dass für weitere betontechnische Untersuchungen das Wasserglas K-WG-0,75 Verwendung finden sollte.

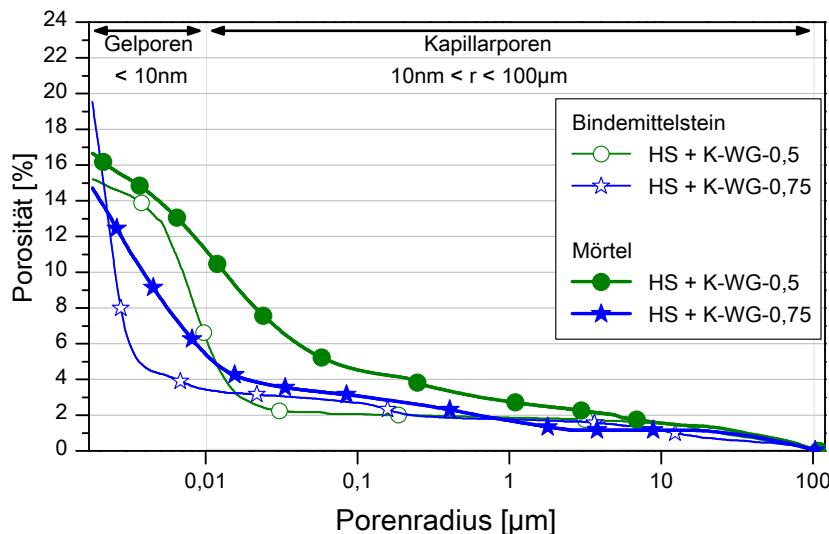


Bild 3: Porosität der Mörtel mit K-WG-0,5 und K-WG-0,75 im Vergleich zu den Porositäten der Bindemittelsteine nach 28 d

3.2 Beton

3.2.1 Entformbarkeit und Oberflächenbeschaffenheit

Der nächste Schritt bestand darin den Mörtel auf den Beton-Maßstab zu übertragen. Für die Betonwaren und einige Betonfertigteile sind Eigenschaften wie eine hohe Grünstandfestigkeit, eine gute Entformbarkeit sowie eine hohe Formstabilität erforderlich. Diese Eigenschaften lassen sich mit erdfreuchtem Beton erreichen, der eine sehr steife Konsistenz und einen hohen Anteil an Gesteinskörnung aufweist. Der verwendete Leim oder Mörtel muss eine fließfähige Konsistenz besitzen. Um eine schnelle Entschalbarkeit, eine gute Maßhaltigkeit und eine geschlossene Oberfläche der hergestellten Zylinder zu erreichen, war es notwendig, das optimale Verhältnis von Mörtel zu Gesteinskörnung zu finden.

Grundlage war der Mörtel mit K-WG-0,75 mit einem w/b-Wert = 0,45, dem Quarzkiese zugesetzt wurden. Das Verhältnis der Körnung 2/8 zu 8/16 betrug 4 zu 3. Aus den erdfreuchten Betonen wurden Zylinder unter Last hergestellt und sofort entschalt. In Tabelle 3 sind die Betonrezepturen in Abhängigkeit vom Verhältnis Mörtel zu Gesteinskörnung aufgelistet. Der Anteil von Mörtel steigt von 35 bis 50 Vol.-%. Bild 4 stellt die ausgehärteten Betonzyliner dar. Wie zu sehen ist, war es möglich grünstandfeste Zylinder herzustellen, die eine hohe Maßhaltigkeit aufwiesen. Die Oberfläche wurde mit zunehmendem Bindemittelleimgehalt von 21 bis 30 Vol.-% immer glatter und oberflächennahe Poren wurden geschlossen. Die Betone mit 45 und 50 Vol.-% Mörtel unterschieden sich von der Entschalbarkeit und Oberflächenbeschaffenheit nicht wesentlich und erschienen gleichermaßen geeignet zur Herstellung eines ersten größeren Rohr-Prototyps. Da der Beton mit 45 Vol.-% Mörtel aber einen geringeren Wasserglasgehalt aufwies, kam dieser zur Anwendung.

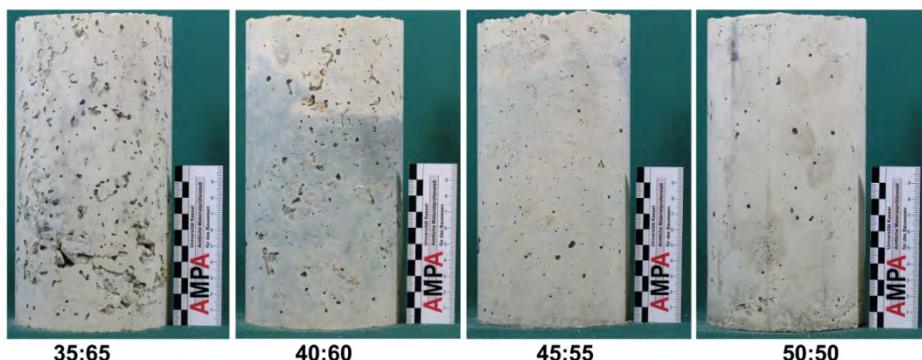


Bild 4: Formstabilität und Oberflächenbeschaffenheit der hergestellten Betonzyliner mit unterschiedlichen Mörtel zu Gesteinskörnungsverhältnissen

Tabelle 3: Betonzusammensetzungen auf der Basis des Mörtels mit K-WG-0,75 mit unterschiedlichen Mörtel zu Gesteinskörnungsverhältnissen ($w/b = 0,45$)

		Rezepturen für 1 m ³ Beton [kg]			
Verhältnis Mörtel (M) zu Gesteinskörnung (GK) [Vol.-%]		M : GK 35 : 65	M : GK 40 : 60	M : GK 45 : 55	M : GK 50 : 50
Mörtel	HS	259	296	333	370
	K-WG-0,75	100	114	128	143
	Wasser	31	35	39	44
	Quarzsand 0/2	375	429	482	536
Gesteinskörnung	Quarzkies 2/8	984	909	833	757
	Quarzkies 8/16	738	681	625	568
Leimgehalt [Vol.-%] Leim = HS + WG + H ₂ O		21	24	27	30

3.2.2 Herstellung eines Rohr-Prototyps im Labor

Zunächst wurde eine Schalung für ein 1 m langes Rohr mit einer Wandungsdicke von 5 cm (Innendurchmesser 20 cm, Außendurchmesser 30 cm) vorbereitet. Nach dem Mischen wurde der Beton in Schichten in die auf einem Rütteltisch befestigte Schalung eingebracht. Die Verdichtung erfolgte stampfend mit einem Stab und der Vibration durch den Rütteltisch. Um die industrielle Fertigung zu simulieren wurde das Rohr sofort entformt. Bild 5 zeigt den beschriebenen Herstellungsprozess des Rohr-Prototyps sowie das fertige ausgehärtete Rohr, eine Querschnittsfläche und die Oberfläche des Rohres. In Betonwerken ist es durchaus üblich, dass die Oberfläche des Betonrohres nach der Herstellung mechanisch nochmals geglättet wird. Dadurch konnte auch im Labor eine weitgehend porenfreie Oberfläche sowohl auf der Innenseite wie auch auf der Außenseite des Rohres erreicht werden.



Bild 5: Herstellungsprozess des Rohr-Prototyps im Labormaßstab

In weiteren Mörtel- und Betonversuchen wurde die Bindemittelzusammensetzung variiert. Es erfolgte ein Austausch von 5 bis 25 M.-% des Hüttensandes gegen Flugasche und Silicastaub. Des Weiteren wurden Versuche zur Entformbarkeit durchgeführt. Generell konnte festgestellt werden, dass sich die Oberflächenbeschaffenheit mit zunehmendem Mörtelanteil verbessert und oberflächennahe sowie innere Poren reduziert werden konnten. Wurde aber ein optimaler Mörtelgehalt überschritten, so wurde der Beton so klebrig, dass er an der Schalungswand kleben blieb und es beim Ausschalen zum senkrechten Bruch durch den Betonzyylinder kam.

3.2.3 Herstellung von Rohrdemonstratoren im Werkmaßstab

Die Betone, die sich im Labor als geeignet erwiesen, wurden im Betonwerk großtechnisch erprobt. Der Herstellprozess ist in Bild 6 dargestellt. Moderne Rohrfertigungsanlagen besitzen eine automatische oder halbautomatische Fertigung mit hohem Automatisierungsgrad. Für die ersten Versuche wurde aber bewusst eine sehr handwerklich geprägte Anlage gewählt, um jederzeit in den Herstellprozess eingreifen zu können. Betonmischungen aus alkalisch aktivierten Bindemitteln können in Industriever suchen gegenüber Laborversuchen eine veränderte Reaktionskinetik aufweisen, was sich in einem beschleunigten Erstarren während des Misch- oder Herstellprozess äußern kann. /9, 10/

Die Herstellung der Betonmischungen erfolgte in einem 150 l Intensivmischer der Firma Eirich. Nach dem Mischen wurde der Beton in eine Lore entleert und zur Rohrfertigung transportiert. Die Rohraußenschalung wurde in eine dafür vorgesehene Öffnung im Boden eingelassen, in der bereits der als Innenrüttler fungierende Kern stand. Nach dem Befüllen der Schalung, was in diesen Versuchen per Hand und nicht mit einem Förderband geschah, erfolgte die Verdichtung (siehe Bild 6) zum einen mit Auflast mit einem Pressgesenk sowie mit dem rüttelnden Innenkern. Anschließend wurde das fertige Rohr inklusive Schalung aus der Bodenöffnung gehoben und schließlich die Schalung entfernt.



Bild 6: Fertigungsprozess eines Rohres aus Beton mit alkalisch aktiviertem Bindemittel im Werk

Da die Verdichtungsleistung des Rohrfertigers deutlich größer war als die Verdichtungsleistung im Labor mit einem einfachen Rütteltisch und Auflast konnten bei den Betonmischungen geringere Mörtelgehalte sowie geringere w/b-Werte eingestellt werden um vergleichbare Ergebnisse, hinsichtlich Entschalbarkeit und Oberflächenbeschaffenheit, wie im Labor zu erzielen. Alle im Betonwerk hergestellten Rohre mit alkalisch aktiviertem Bindemittel konnten sofort ausgeschalt werden. Bei zementgebundenen Betonen kann es bei zu großen Wasser- oder Bindemittelgehalten zum Ausbauchen oder gar zum Zusammenfallen des Rohres kommen. Bei diesen Versuchen kam es aber zu keinem Zusammenbruch eines Betonrohres. Alle Betone wiesen eine hohe Formstabilität auf. Lediglich die Oberfläche war zum Teil etwas leimreich, sodass mit Erniedrigung des Mörtelgehaltes sowie Verringerung des w/b-Wertes nachgesteuert wurde. Die Herstellung von Betonrohren mit reinem Hüttensand als Bindemittel sowie Bindemitteln aus Hüttensand, Flugasche und Silicastaub war erfolgreich.

Von vier Rezepturen konnten schließlich mindestens drei Betonrohre gefertigt werden, an denen Scheiteldruckprüfungen durchgeführt wurden. Die Scheiteldruckfestigkeiten nach 10 Wochen schwankten je nach Bindemittelzusammensetzung zwischen 58 und 69 N/mm², siehe Bild 7. Der Beton mit 100% HS besaß einen Leimgehalt von 24 Vol.-%, bei einem w/b = 0,425 und einem Mörtel zu Gesteinskörnungs-Verhältnis von 40 : 60. Die Betone mit HS, FA und S hatten nur einen Leimgehalt von 21 Vol.-%, bei einem w/b = 0,406 und einem Mörtel zu Gesteinskörnungsverhältnis von 45 : 55. Die Lagerung der Rohre bis zur Prüfung erfolgte im Außenbereich des Betriebsgeländes. Die Lagerungsbedingungen wie Temperatur und Luftfeuchtigkeit hingen damit ausschließlich von den Witterungsverhältnissen ab. Im Herstellungszeitraum war das Wetter sonnig und warm. Das führte bei diesen Betonen mehr noch als bei zementgebundenen Betonen zu einer Austrocknung des Betons. Untersuchungen unter Laborbedingungen haben gezeigt, dass höhere Festigkeiten erzielt werden könnten, wenn die Rohre in einer Umgebung mit erhöhter Luftfeuchtigkeit gelagert oder mit Folie eingepackt werden.

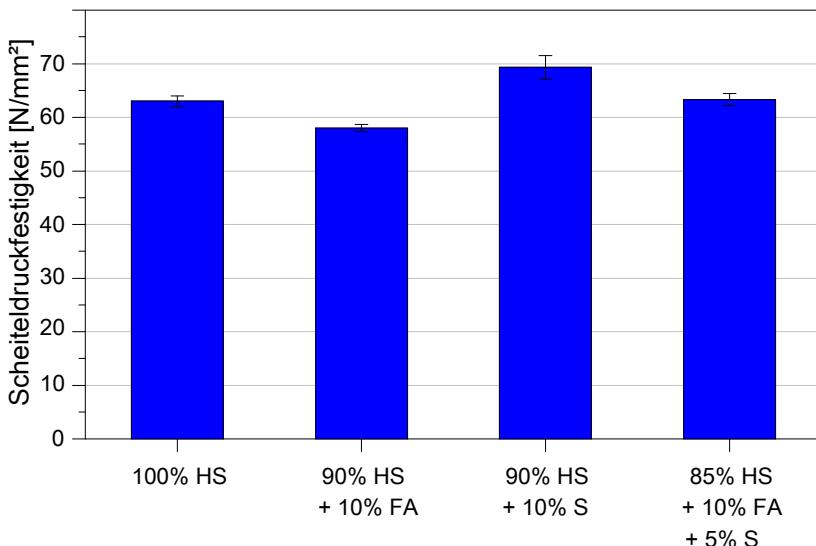


Bild 7: Scheiteldruckfestigkeiten an Rohrdemonstratoren aus Beton mit alkalisch aktiviertem Bindemittel, Alter der Rohre zum Prüfzeitpunkt 10 Wochen

4 Zusammenfassung

In dieser Arbeit wurde auf die Entwicklung von Mörteln und Betonen mit alkalisch aktivierte Bindemitteln eingegangen. Wichtiges Ergebnis dieser Untersuchung ist, dass die spezifische Wahl des Wasserglases eine dominante Stellgröße ist, um die Eigenschaften der Mörtel und Betone im frischen und erhärteten Zustand zu beeinflussen. Des Weiteren wurde gezeigt, dass sich Bindemittel mit Hüttensand, Flugasche und Silicastaub mit Kalium-Wasserglas als Anreger sehr gut eignen erdfeuchte Betone herzustellen, die eine gute Entschalbarkeit und hohe Formbeständigkeit aufweisen. Schließlich konnten Betonrohre sowohl im Labor- als auch im Werksmaßstab hergestellt und geprüft werden.

5 Literatur

- /1/ WBCSD, IEA and OECD: Cement Technology Roadmap 2009 - Carbon emissions reductions up to 2050 (2009)
- /2/ VDZ: Umweltdaten der Deutschen Zementindustrie 2010, Verein Deutscher Zementwerke e.V., Düsseldorf, (2011)
- /3/ DIN EN 197-1: Zement - Teil 1: Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien von Normalzement, (2009)
- /4/ BDZ: Zahlen und Daten 2009-2010 (2010)
- /5/ SCHWANDA, F.: Der Hohlraumgehalt von Korngemischen, beton, vol. 9, no. 1, pp. 12-17 (1959)
- /6/ RESCHKE, T.: Der Einfluss der Granulometrie der Feinstoffe auf die Gefügeentwicklung und die Festigkeit von Beton. Verlag Bau und Technik GmbH, Düsseldorf, (2000)
- /7/ TÄNZER, R., EHRENBERG, A. and STEPHAN, D.: Beton auf Basis alkalisch aktivierter Hüttensande 1/2, BFT International, vol. 78, no. 3/4, pp. 25-33/44-57 (2012)
- /8/ TÄNZER, R. and STEPHAN, D.: Alkalisch aktivierte Bindemittel: Untersuchungen zum Einfluss des Wasserglasmoduls und der Wasserglaskonzentration auf die Bindemittelleigenschaften im frischen und erhärteten Zustand, Proc. Tagung Bauchemie (Dortmund, Germany, 2010), pp. 19-26
- /9/ WEIL, M., DOMBROWSKI-DAUBE, K. and BUCHWALD, A.: Geopolymer binders - Part 3: Ecological and economic analyses of geopolymer concrete mixes for external structural elements, ZKG International, no. 7-8, pp. 76-86 (2011)
- /10/ PALOMO, A.: Engineering properties and applications, XIII. ICCC, pre-congress specialization course: Alkali-activated aluminosilicate binders, Madrid, 2011

6 Danksagung

Die Autoren bedanken sich bei Herrn Krakehl von Woellner GmbH & Co. KG für die Bereitstellung der Wassergläser und Melanie Gewissler für die Hilfe bei den Laborversuchen. Besonderer Dank gilt Herrn Körber und Herrn Balzer vom Betonwerk Neu-Ulm für die Organisation und die tatkräftige Unterstützung bei der Herstellung der Betonrohre im Werk.

Ricarda Tänzer

Wissenschaftliche Mitarbeiterin
Technische Universität Berlin
Fachgebiet Baustoffe und Bauchemie
Sekretariat TIB1-B4
Gustav-Meyer-Allee 25
13355 Berlin
ricarda.taenzer@tu-berlin.de

Forschungsschwerpunkte:

- Kalt-härtende Keramik
- Steuerung der Eigenschaften alkalisch aktiverter Bindemittel durch gezielte Zusammensetzung aus Feststoff- und Aktivatorkomponente



Bestimmung der Wirksamkeit von Fließmitteln durch Rasterkraft-Messungen

Christoph Glotzbach, Michael Schmidt

Bei Betonentwicklungen jüngeren Datums werden häufig große Mengen an Feinstoffen verwendet, die dazu dienen sollen, die Lücken zwischen größeren Partikeln zu füllen und das Wasser daraus zu verdrängen, was insgesamt zu einer besseren Endfestigkeit, die die von normalem Beton weit übertrifft, und auch zu einem geringerem Wasseranspruch führen kann. Typischerweise werden bei UHPC Wasser-Bindemittel-Verhältnisse von 0,20 erreicht. Die resultierende Betonmatrix besitzt ein dichtes Gefüge und behindert die Migration von Chloriden und anderen schädigenden Agenzien.

Die rheologischen Eigenschaften der Frischbetone werden vor allem von den Kräften bestimmt, die zwischen den Oberflächen der Stoffe wirken, und daher besonders von den Oberflächen derer Stoffe, deren Oberfläche in der Mischung am größten ist: den Feinstoffen. Das Verständnis dieser Kräfte ist daher ein wesentlicher Schritt bei der weiteren Optimierung der Fließeigenschaften.

An der Universität Kassel wird die Rasterkraftmikroskopie (RKM) eingesetzt, um diese Kräfte unter verschiedenen Bedingungen zu untersuchen. Der Fokus liegt dabei auf den Silikastäuben, da diese die größte innere Oberfläche besitzen. Daher werden Modellpartikel mit definierten Geometrien benutzt, die der chemischen Zusammensetzung der Silikastäube ähneln. Sie werden in wässrige Lösungen gegeneinander gepresst und wieder voneinander getrennt, wobei die dabei wirkenden Kräfte mit einer Genauigkeit von wenigen Nano-Newton gemessen werden können.

1 Einleitung

Die rheologischen Eigenschaften von hochkonzentrierten Suspensionen werden vor allem von der direkten Interaktion der darin enthaltenen diskreten Partikel bestimmt. Unter gegebenen Rahmenbedingungen führt u.a. bei Zementleimen eine höhere anziehende Kraft zwischen den Partikeln zu einer höheren Viskosität und behindert die Fließfähigkeit des Leims. Speziell bei ultra-hochfestem Beton (UHPC) wurde viele der darin enthaltenen Rohmaterialien im Laufe des DFG-Schwerpunktprogrammes 1182 bereits charakterisiert und ihr Einfluss auf die Verarbeitbarkeit und Fließfähigkeit untersucht, z.B. /1/. Während die Effekte der interpartikulären Wechselwirkungen bei Betonen sonst nur makroskopisch z.B. über das Ausbreitmaß und andere baupraktische Versuche erfasst werden, ist es für ein grundlegendes Verständnis der Mechanismen, die das Fließen des Leims beeinflussen, nötig, dass die Wirkung dieser Kräfte über eine direkte Methode charakterisiert werden kann.

Tabelle 1: Typische Zusammensetzung von ultrahochfesten Betonen ohne die größeren Bestandteile, deren Oberfläche vernachlässigbar ist /2/.

	Masseanteil [%]	Masseanteil [kg/m ³]	Oberflächenanteil [m ² /m ³]	Oberflächenanteil [%]
Sand 0/0.5	45,4	975	– ¹⁾	– ¹⁾
Zement	38,7	832	386,880	12.2
Quartzpulver	9,6	207	86,319	2.7
Silikastaub	6,3	135	2,700,000	85.1

¹⁾ Werte unterhalb der Detektionsgrenze

Die Rasterkraftmikroskopie (RKM, engl. *atomic force microscopy, AFM*) wird bereits seit zwei Jahrzehnten eingesetzt, um Kräfte zwischen Oberflächen zu messen. Kristalline Siliziumdioxid-Oberflächen gehören dabei zu den am besten untersuchten Proben, da sie einerseits unter vielen Umweltbedingungen inert reagieren und andererseits der Werkstoff eine wichtige Säule für die Informationstechnologie bildet. Siliziumdioxid in Form von Silikastaub ist gleichzeitig aber auch das Rohmaterial, dass in UHPC-Mörteln die größte innere Oberfläche bildet (wenn auch in amorpher Modifikation): Die Feinheit des in der Mixtur oft

enthaltenen Silikastaubs sorgt für eine hohe spezifische Oberfläche dieses Stoffes. Wie in Tabelle 1 (aus /2/) klar wird, führt dies dazu, dass der Silikastaub, obwohl nur mit 6 M.-% in der Rezeptur vorhanden, für 85% der Festkörperoberfläche innerhalb des Mörtels verantwortlich ist. Daraus lässt sich schließen, dass vor allem diese Oberflächen das rheologische Verhalten bestimmen. Aus diesem Grund wurden die vorliegenden Untersuchungen vor allem auf Silikaoberflächen fokussiert.

In den durchgeföhrten Experimenten haben wurden zwei sphärische Partikel in einer geschlossenen Flüssigkeitszelle, die mit verschiedenen Additiv-Lösungen geflutet war, einander angenähert und wieder getrennt (siehe Bild 1). Die dabei auftretenden Kräfte zwischen den Partikeln konnten so in einer Umgebung gemessen werden, die an die Ionenstärke und Additivvorkommen im realen Mörtel angepasst werden kann.

Das Fließverhalten von Suspensionen wie z. B. Beton hängt im Wesentlichen von den Kräften ab, die zwischen den diskreten Einzelpartikeln wirken. In den letzten Jahrzehnten ist eine Vielzahl von Fließmitteln (HRWR) zum Einsatz gekommen, die die Adhäsionskräfte zwischen den Partikeln verringern und dadurch auch die tangentiale Bewegung zweier Teilchen gegeneinander erleichtern sollten. Ein Verständnis dafür, wie die Adhäsionskräfte durch verschiedene Fließmittel und Elektrolyte verändert werden, ist daher wichtig, um das Verhalten des Betons zu verstehen, aber auch um mikroskopisch fundierte Modelle (z.B. DEM /3/) zu kalibrieren und zu verfeinern.

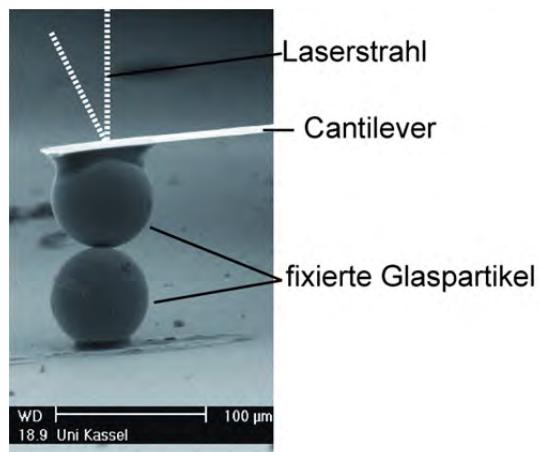


Bild 1: REM-Aufnahme des Versuchsaufbaus mit Glaspunkten (etwa 60 µm, die im Versuch verwendeten hatten einen Durchmesser von etwa 10 µm). Der Verlauf des Laserstrahls ist zur Illustration eingezeichnet.

2 Experimente

2.1 Verwendete Materialien

Für die Kraftmessungen müssen die zu untersuchenden Flächen eine definierte Gestalt aufweisen, Erhebung und Unebenheiten sollten möglichst minimal sein. Auch sollten die Partikel leicht handhabbar sein und eine gewisse Mindestgröße haben, da sie sonst nicht mehr unter dem Mikroskop und in der Vergrößerungsoptik des RKM zu detektieren sind. Aus diesem Grund wurden Glaspunkte des Typs *SiLi 5210S* (*Sigmund Lindner GmbH*, chemische Zusammensetzung in Tabelle 2) als Modellsystem für die viel kleineren und unregelmäßigen Silikastaub-Körnchen ausgewählt. Es wurden immer Partikel mit einem Durchmesser von etwa 10 µm verwendet.

Der Versuchsaufbau ist in Bild 1 dargestellt: Für jede Messung wurde ein Partikel mit Hilfe eines Zweikomponentenklebstoffes auf Methacrylatharz-Basis (*Uhu plus endfest 300*) auf einem Glassubstrat fixiert, ein zweites an der Spitze eines flachen Cantilevers (*Mikromasch SCS-12 tipless/NoA*, typische Federkonstante $k = 0,1 \text{ N/m}$). Die Einzelpartikel wurden dabei unter dem Lichtmikroskop mit Hilfe einer triaxialen Bühne bewegt, an der eine Kanülen spitze befestigt wurde (Bild 2). Mit deren Hilfe konnten die Partikel ohne weitere Hilfsmittel angeheftet und bewegt werden. Alle Partikel wurden zuvor in einem Ultraschallbad behandelt, um sie zu vereinzeln und eventuell vorhandene Glassplitter von den Oberflächen zu entfernen. Vor den Messungen wurde die Glattheit der Oberfläche mit Topographie-Messung im RKM auf einer Fläche von $5\mu\text{m} \times 5\mu\text{m}$ überprüft (contact mode, Ergebnisse in Tabelle 3). Nach dem der gemessenen Oberfläche durch

Subtrahieren eines Polynoms zweiter Ordnung auf eine Ebene projiziert und die Oberflächenrundung dadurch entfernt wurde, wurde aus den Höhenwerten (exemplarisch dargestellt in Bild 3a Mitte) der mittlere quadratische Rauigkeitswert (*root mean square, rms*) ermittelt. Die verwendeten Glaspartikel weisen eine *rms*-Rauigkeit von bis zu 6 nm auf.

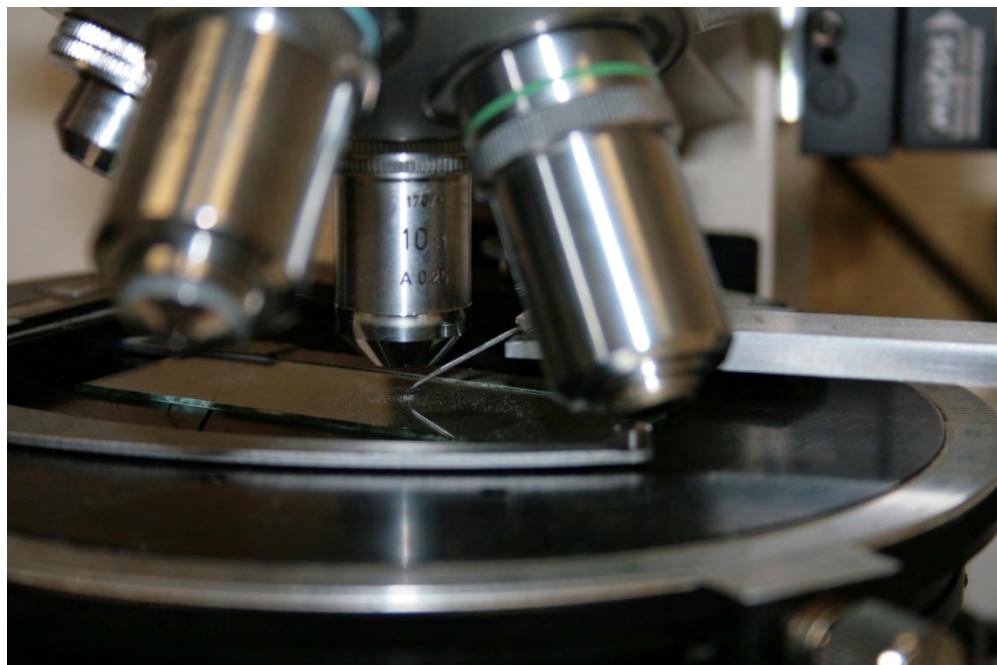


Bild 2: Bühnenaufbau am Lichtmikroskop, mit dem die Einzelpartikel manipuliert wurden. Unter dem Objektiv wurden die Partikel auf einem Probenträger aus Glas platziert und dann mit der beweglichen Kanülenspitze aufgenommen.

Tabelle 2: Die chemische Zusammensetzung der verwendeten Glaspartikeln nach Angaben des Herstellers.

Oxid	M.-%
SiO_2	72,50
Na_2O	13,00
CaO	9,06
MgO	4,22
Al_2O_3	0,58

Um die chemische Reinheit der Oberfläche zu erhöhen, wurde zwar auch versucht, auf der Oberfläche mit Hilfe des Polymers Polyvinylpyrrolidon (PVP) vermittelt eine weitere Schicht aus reinem Siliziumdioxid ähnlich dem Stöberprozess /4/ aufzuwachsen, wie es von Graf *et al.* /5/ beschrieben wird. Die dabei erhaltenen Oberflächen haben allerdings eine um eine Größenordnung höhere Rauigkeit, im gezeigten Fall (Bild 3b) etwa 30 nm. Daher wurden mit der Aussicht auf eine glattere Oberfläche und der daraus resultierenden höheren Güte der Kraftmessungen die unbeschichteten Partikel trotz ihrer chemischen Unreinheit (Tabelle 2) verwendet. Dabei wurden Partikel mit einer Rauigkeit über 6 nm oder größeren Unebenheiten auf der Oberfläche verworfen. Die Partikelradien wurden im REM vermessen.

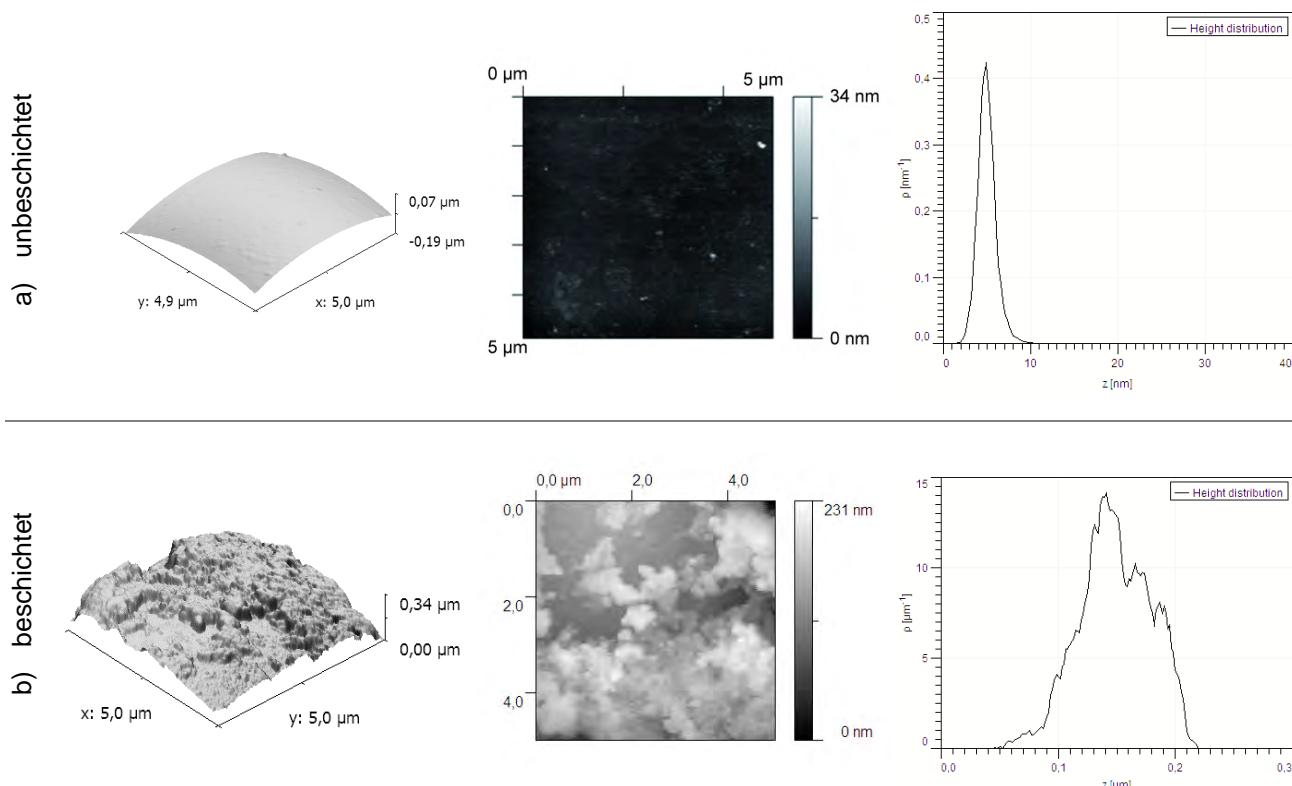


Bild 3: Rasterkraftmikroskopisches Topographie-Bild direkt nach Messung (links), Topographie nach Ebenenprojektion (Anpassen der Oberfläche an ein Polynom zweiter Ordnung) (Mitte) und Höhenverteilung über der Basisebene (rechts). Dargestellt sind exemplarische unbeschichtete (a) und beschichtete (b) Glaspartikel.

2.2 Untersuchte Fließmittel

In dieser Studie wurden vier Polymere untersucht: ein kommerziell erhältliches PCE Fließmittel („PV“, $M_w = 81$ kDa), ein speziell für UHPC synthetisiertes Polymer /6/ („CS“, Methacrylsäure und (ω -Methoxypolyethylenglycol)-methacrylat mit methallylschwefeliger Säure als Kettentransfer-Agent, $M_w = 29,2$ kDa; Seitenketten 12 nm, Hauptkette 13 nm), ein Melaminsulfonat („MS“) und Polyacrylsäure („PAA“) zum Vergleich.

Zum Ansetzen der Testlösungen wurde aufgereinigtes Wasser (umgekehrter Osmose und CDI) eingesetzt (VWR GPR Rectapur). Die Polymerlösungen, wie sie vom Hersteller geliefert wurden, wurden damit auf Massenkonzentrationen von 1% bis 10^{-4} % verdünnt.

2.3 Bestimmung der Federkonstanten

Die Federkonstanten der Cantilever, die zur Kraftmessung nach Hooke benötigt werden, wurden zunächst mit Hilfe der von Cleveland /7/ beschriebenen Methode bestimmt und anschließend zusätzlich um weitere Korrekturfaktoren erweitert, um verschiedene Besonderheiten des Versuchsaufbaus zu berücksichtigen /8/. Zunächst wurde die Resonanzfrequenz der unbeladenen Cantilever gemessen, dann die der Cantilever mit Glaspartikeln. Die Größe der Partikel wurde im REM bestimmt. Nach Cleveland wurde zunächst die Federkonstante k bestimmt. Der Cantilever war im Versuchsaufbau herstellerbedingt um 12° gegenüber der Probenoberfläche geneigt, die Federkonstante musste daher wie von Hutter /9/ beschrieben um den Faktor $\cos^{-2}(12/360)$ korrigiert werden. Die so bestimmte Federkonstante wäre aber auch nur dann korrekt, wenn der Mittelpunkt der Kugel genau unter dem Ende des Cantileverbalkens läge, was aber in der Praxis nur schwer zu erreichen ist. Es gab daher immer einen Versatz zwischen Cantileverende und Kugelmittelpunkt, der die effektive Länge des Cantilevers und auch die gemessene Resonanzfrequenz veränderte. Um dies zu berücksichtigen wurde ein von Gibson /10/ abgeleitetes Verfahren benutzt. /8/

2.4 Vorbereitung der Kraftmessung

Ein Glassubstrat mit einem angeklebten Glaspartikel wurde auf dem Probenhalter des RKM (Veeco Multi-Mode, Nanoscope IV) befestigt, ein Cantilever mit einem weiteren daran befestigten Partikel in die vorgesehene Halterung in der Flüssigkeitszelle eingebaut (siehe Bild 4). Beide Partikel werden dann mit Hilfe eines eingebauten optischen Mikroskops wie in Bild 1 gezeigt mit vertikalem Abstand übereinander positioniert. Die Flüssigkeitszelle wird mit einem Dichtungsring versiegelt, damit keine Flüssigkeit entweichen kann. Durch ein Schlauchsystem wird dann mit Hilfe einer Spritze Polymerlösung in die Zelle gesaugt, bis keine Luftblasen mehr in der Zelle zu erkennen sind.

Nach dem Befüllen wurden die Schläuche entfernt, um eine Schwingungsübertragung über die Flüssigkeitssäule oder den Schlauch selbst in die Messkammer zu vermeiden. Alle Luer-Lock-Öffnungen an der Flüssigkeitszelle wurden verschlossen, um einen Gasaustausch und vor allem das Ansäuern der Lösung durch Kohlendioxid zu unterbinden. Dem System wurden dann 5 Minuten Zeit gelassen, einen Gleichgewichtszustand zu erreichen. Danach wurden die Kugeln in Kontakt gebraucht, so dass der Kontaktpunkt der beiden Kugeln und ihre beiden Mittelpunkte auf einer Geraden liegen. Um diesen Kontaktpunkt herum wurde dann ein Raster von 10×10 Punkten mit einer Schrittweite von 5 nm definiert, auf dem die Kraftmessungen durchgeführt wurden. So wurde für jede Lösung die Kraftkurve 100-mal gemessen. An jedem der Rasterpunkte wurden die Kugeln mit einer definierten Kraft von 42 nN aufeinander gepresst.

Jedes Paar von Glaspartikeln wurde nur für ein Polymer benutzt. Die Lösungen wurden mit aufsteigender Konzentration nacheinander gemessen.



Bild 4: Messaufbau im RKM: Zur Messzelle (runder Bereich in der Bildmitte) wird die Messlösung über Schläuche zu- und abgepumpt.

2.5 Kraftmessung

Während der Messungen wurde die Auslenkung des Cantilevers gemessen, während der Abstand zwischen den beiden Partikeln kontinuierlich geändert wurde. Solange die Partikel voneinander getrennt waren, war die Auslenkung des Cantilevers null, da keine Kraft zwischen den Partikeln wirkte. Der Cantilever wurde senkrecht in z-Richtung durch einen Piezo-Motor nach unten bewegt. Sobald die Partikel in Kontakt waren, wurde der Cantilever ausgelenkt, bis eine maximale Kraft von 42 nN erreicht war. Dann wurde die Bewegung in umgekehrter Richtung durchgeführt, der Cantilever bewegte sich wieder nach oben und zog die beiden Partikel auseinander. Da zwischen den Partikeln attraktive Kräfte herrschten, wurde der Cantilever dabei in die andere Richtung ausgelenkt. Die beiden Partikel blieben solange in Kontakt, bis die Federkraft schließlich genauso groß war wie diese Adhäsionskräfte. Dieser Verlauf der Messung und die resultierende gemessene Kraftkurve sind in Bild 5 dargestellt.

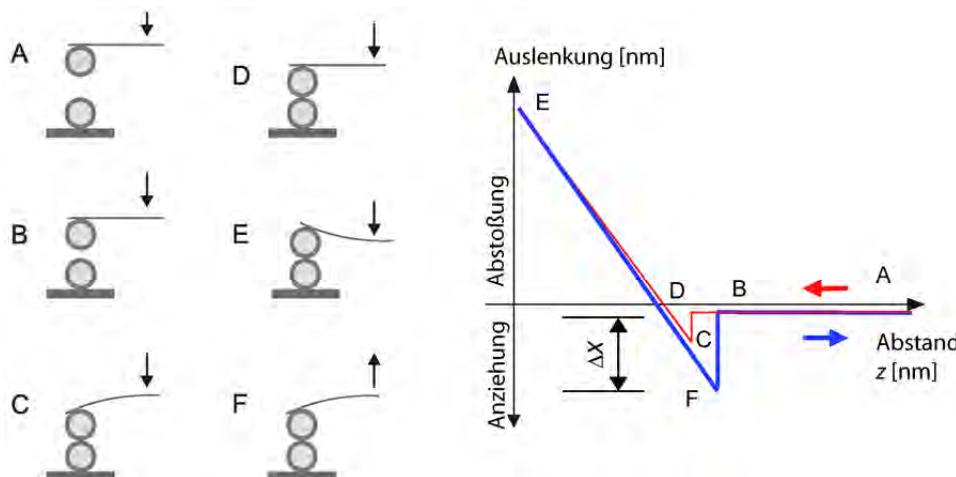


Bild 5: Schematische Darstellung des Zyklus zur Kraftmessung im RKM.

Die Adhäsionskraft F zwischen den beiden Partikeln wird dann durch Multiplikation der maximalen Auslenkung Δx und der effektiven Federkonstante k_{eff} des Cantilevers berechnet.

F hängt dabei auch von der Kontaktfläche der Partikel ab, an der sie sich berühren. Wenn die Radien der Partikel zunehmen, wird auch die Größe dieser Kontaktfläche zunehmen. Da nicht alle verwendeten Partikel die gleiche Größe haben, wurden alle berechneten Kräfte daher durch Division der Kraft durch den reduzierten Radius

$$R' = \frac{R_1 R_2}{R_1 + R_2} \quad (1)$$

normalisiert, wie von Butt, Capella und Kappl /11/ beschrieben. Dabei sind R_1 und R_2 die Radien der beiden Partikel. Es ergibt sich die normalisierte Adhäsionskraft

$$F' = \frac{F}{R'} \quad (2)$$

Während dieses Vorgehen für Kraftmessungen in Salzlösungen sehr gut funktionierte, konnten Polymerlösungen auf diese Art nicht gut vermessen werden, da die beiden Partikel durch die Polymere überbrückt wurden und es daher nicht einen einzigen plötzlichen Abriss der Adhäsion gab, sondern dieses Abreißen teilweise in mehreren Schritten erfolgte. Dies ist in Bild 6 dargestellt, wo die Kraftkurve beim Abreißen (*retract*) nicht nur einen Ausschlag nach unten wie in Bild 5, sondern zwei kleinere aufweist. Dies wurde dadurch erklärt, dass Teile der Polymere auf einem Partikel, andere Teile auf dem anderen Partikel adsorbiert sein können, so dass die Partikel durch das Polymer zusammengehalten wird. Aus diesem Grund wurden die gemessenen Kräfte für jeden Punkt der Kurve unterhalb der Grundlinie, die die Ruheposition darstellt, zur Adhäsionsenergie E_A integriert:

$$E_A = \int_{z_e}^{z_i} F' dz \quad (3)$$

Dabei ist z_i die vertikale Ruheauslenkung des Cantilevers, also der Nullpunkt seiner Bewegung (Position A in Bild 5). z_e ist die z-Position des Cantilevers, wenn beide Partikel in Kontakt sind, aber der Cantilever keine Kraft ausübt, also nicht ausgelenkt ist (Position D in Bild 5). dz ist eine infinitesimale Bewegung des Cantilevers auf der z-Achse. So ergibt sich die Adhäsionsarbeit E_A , die geleistet werden muss, um die beiden Partikel voneinander zu trennen. Die aber ebenso wie die Adhäsionskraft F erst mit dem reduzierten Radius R' normalisiert werden muss, damit man verschiedene Messungen vergleichen kann.

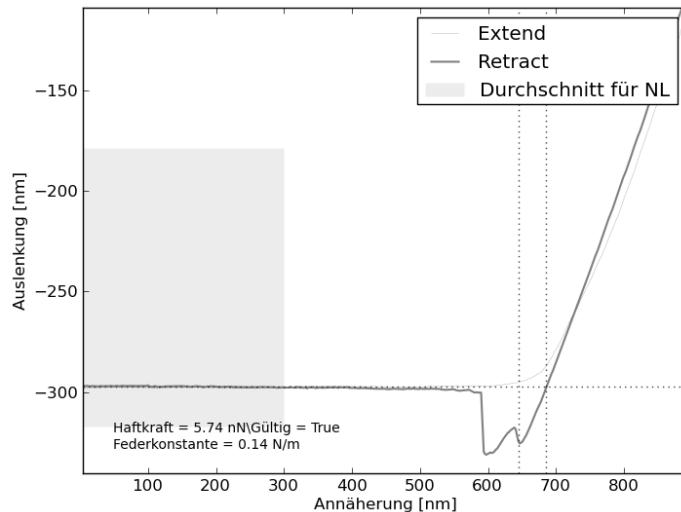


Bild 6: Kraftkurve, wie sie im Versuch gemessen wird. Die dicke, durchgezogene Linie stellt dabei den Verlauf des Abreißens der Kugeln voneinander dar.

3 Ergebnisse und Diskussion

3.1 Evaluierung des Messverfahrens

Die Adhäsionskraft zweier Glaspartikel in VE-Wasser wurde zu $11 \text{ nN}/\mu\text{m}$ gemessen. Unter Benutzung der Formel

$$A_H = -\frac{F}{R'} \times 12D^2 \quad (4)$$

aus /12/ wurde die Hamaker-Konstante A_H für zwei Silikaflächen in Kontakt (näherungsweise wird dabei der Partikelabstand $D = 0,2 \text{ nm}$ gesetzt) zu $A_H = 5,2 \times 10^{-21} \text{ J}$ berechnet, wenn die DMT-Theorie nicht berücksichtigt wird. Diese Werte stimmen mit Literaturwerten /12,13/ überein, die mit ähnlichen Methoden gewonnen wurden. Dies deutet auf die Validität der Messungen hin.

3.2 Ergebnisse

Für den Vergleich der Polymere wurden aus den oben genannten Gründen nur die Adhäsionsenergien und nicht die Adhäsionskräfte benutzt, die um die reduzierten Radien R' der Partikel normalisiert wurden.

Die berechneten Adhäsionsenergien haben bei allen Partikelkombinationen für VE-Wasser ähnliche Werte. Bei der PAA-Messreihe ist die Standardabweichung der Messwerte allerdings größer als bei den anderen Messreihen. Dies kann auf die höhere Oberflächenrauigkeit der bei dieser Kombination verwendeten Glaspartikel zurückzuführen sein (siehe Tabelle 3).

Tabelle 3: Übersicht über die in den Messungen verwendeten Glaspartikelkombinationen und ihre Charakteristika.

Polymer	Cantileverfederkonstante [N/m]	Partikelradius R_1 [μm]	Partikelradius R_2 [μm]	Reduzierter Radius R' [μm]
CS	0,14	13,1 (rms = 4,5 nm)	15,3 (rms = 2,2 nm)	7,06
PV	0,12	12,2 (rms = 5,8 nm)	14,2 (rms = 3,4 nm)	6,56
MS	0,15	16,8 (rms = 5,0 nm)	13,1 (rms = 3,7 nm)	7,36
PAA	0,14	14,4 (rms = 6,0 nm)	14,2 (rms = 5,7 nm)	7,15

Die rms-Werte sind die quadratischen Rauigkeitsmittel der Oberfläche.

Der Verlauf der normalisierten Adhäsionsenergien unterschied sich mit steigender Polymerkonzentration bedeutend zwischen den betrachteten Polymeren, wie in Bild 7 zu sehen ist. Die sehr großen Polymermoleküle PV reduzierten die Energie, die zur Separierung der Partikel bei einer Konzentration von 10^{-4} M.-% nötig ist, kaum. Es wurde im Mittel sogar eine leichte Zunahme der Energie gemessen, die allerdings im Rahmen der Standardabweichung liegt und damit nicht signifikant ist. Erst als eine Konzentration von 0,1 M.-% erreicht war, war die Adhäsionsenergie auf ein Niveau abgefallen, das mit den anderen Polymeren vergleichbar war.

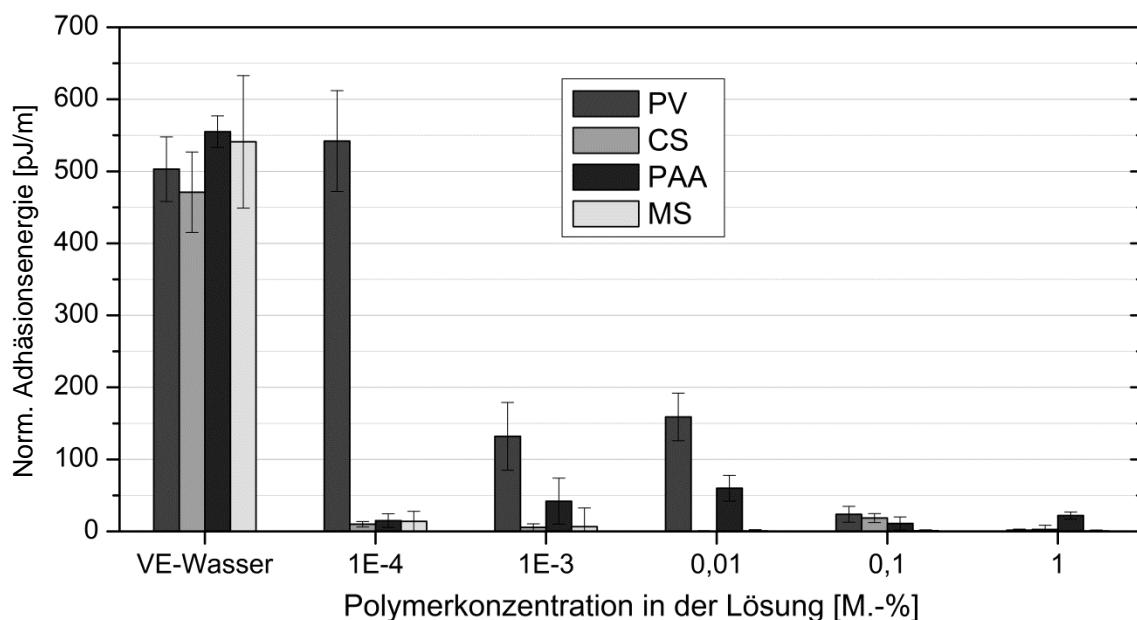


Bild 7: Normalisierte Adhäsionsenergien zwischen zwei Partikeln in Polymerlösungen steigender Konzentration.

Das Polymer CS andererseits zeigt schon bei der niedrigsten Konzentration 10^{-4} M.-% eine erhebliche Reduktion der Adhäsionsenergie, die auch bei weiter Konzentrationssteigerung kaum noch abnimmt.

Das Polymer PV ist ein kommerziell erhältliches Zusatzmittel für Betonverflüssigung. Es ist im Vergleich zu dem speziellen UHPC-Fließmittel CS sehr groß ($M_w \approx 81.000$ Da) und hat lange Seitenketten.

PAA und MS zeigen sein ähnliches Verhalten wie CS, also eine sehr starke Abnahme der Adhäsion bereits bei kleinen Konzentrationen. Bei PAA ist allerdings eine generell höhere Adhäsion zu beobachten. Dieses Polymer ist vergleichbar mit der Hauptkette von PCEs der dritten Generation, deren Carboxylgruppen nicht weiter funktionalisiert wurden. Besonders im Vergleich mit dem reinen *Backbone* PAA ist also zu sehen, dass die Funktionalisierung bei PV zu einer Verschlechterung der Dispersionswirkung führt. Dies könnte auf wie bereits beschrieben auf eine Überbrückungs zurückzuführen sein, bei der die abstehenden Polymerbestandteile auf dem gegenüberliegenden Glaspartikel adsorbieren.

Bei PAA sind die Carboxylgruppen gleichmäßig über die Kettenlänge verteilt. Jeder Teil der Kette kann also gleich stark auf den Glaspartikeln adsorbieren. Wenn zwei Partikel in Kontakt sind, kann die Kette daher teilweise auf dem anderen Partikel adsorbieren und beim Auseinanderfahren die beiden überbrücken, was zu einer Erhöhung der Adhäsion führt. Bei den Fließmitteln hingegen ist sonst davon auszugehen, dass vor allem die nicht-adsorbierenden Bestandteile des Polymers in den Raum hinausragen und mit dem zweiten Partikel in Kontakt kommen, um diesen sterisch abzustoßen.

Wird eine Suspension geschert, kommen in ihrem Inneren viele Partikel miteinander in Kontakt und müssen kurz darauf wieder voneinander getrennt, damit der Fließvorgang nicht anhält. Wenn sie stark miteinander verbunden sind, wird der Fließvorgang auch stärker behindert. Das bedeutet, dass eine stärkere Adhäsionsenergie auch eine schlechtere Verarbeitbarkeit mit sich zieht. Aus den gezeigten Ergebnissen lässt sich eine schlechtere Dispergierbarkeit von Silikastäuben mit PV ableiten und damit auch eine nicht optimale Verarbeitbarkeit des UHPC-Leimes.

In vollständigen Betonmischungen, in denen nicht nur Silikapartikel dispergiert werden müssen, sondern auch Zement und weitere chemisch und mineralisch vielfältige Oberflächen, kann dieser Effekt aber überlagert sein. Aber selbst wenn PV die anderen Bestandteile des Leimes besser verflüssigen würde und insgesamt vielleicht zu einer höheren Fließfähigkeit des Leimes führen würde, so würde doch die schlechte Dispergierungswirkung gegenüber den Silikastaubpartikeln dazu führen, dass deren wichtigste Aufgabe – die Raumausfüllung von Zwickeln im Haufwerk der Körnung – nicht erfüllt werden kann.

4 Schlussfolgerungen

Basierend auf den Ergebnissen können folgende Schlussfolgerungen gezogen werden:

- Die Rasterkraftmikroskopie kann dazu genutzt werden, die Kräfte zwischen reellen Partikeloberflächen zu quantifizieren. Dabei müssen aber einige praktische Probleme gelöst werden. Im vorliegenden Fall konnten zum Beispiel nicht die im Beton eingesetzten Silikastäube direkt verwendet werden. Stattdessen wurden als Ersatzsystem andere Silikatoberflächen mit definierten Eigenschaften verwendet. Zementoberflächen sind ähnlich schwer zugänglich, da sie in wässriger Umgebung reaktiv sind. Bisher wurde als Ersatzsystem dafür vor allem Magnesiumoxid eingesetzt.
- Die Messungen können in wässrigen Umgebungen durchgeführt werden, die denen im Frischbeton hinsichtlich Ionenstärke und Polymergehalt entspricht.
- Da die Oberflächenbeschaffenheit eine große Rolle spielt, sorgen Unebenheiten der Partikel für eine größere Streuung der Messwerte. Trotzdem ist das signifikant unterschiedliche Verhalten der untersuchten Polymere klar zu erkennen.
- Die Adhäsionsenergien beschreiben das Abrissverhalten zwischen zwei Partikeln wesentlich besser als die einfacher zugänglichen Adhäsionskräfte. Bei Betrachtung der Energie wird der gesamte Vorgang der Trennung berücksichtigt, nicht nur der Moment, in dem die größte Kraft wirkt. Das graduelle Versagen, wie es beim Trennen von polymerbeladenen Partikeln vorherrscht, wird so besser erfasst.
- Seitenketten großer Polymere können je nach chemischem Potential eine hohe Affinität zu den Partikeloberflächen haben. Sie können den Raum zwischen den Partikeln überbrücken und ihre Separation (und so auch die Desagglomeration im Beton) behindern.

5 Danksagung

Die vorgestellte Studie ist Teil eines von der DFG geförderten Forschungsprojektes (SPP 1182), für deren Unterstützung wir uns bedanken. Weiterhin danken wir Wolfgang Peukert und Bettina Winzer von der Universität Erlangen-Nürnberg, die uns bei der Vorbereitung der Experimente beraten haben. Wir freuen uns außerdem über die Hilfe von Sandra Schink bei den Experimenten und die Bereitstellung von Polymerproben durch Dr. Christof Schröfl.

6 Literatur

- /1/ C. Geisenhanslücke: Einfluss der Granulometrie von Feinstoffen auf die Rheologie von Feinstofffleimen, Dissertation, Universität Kassel, Kassel University Press, 2009.
- /2/ D. Stephan, R. Krelaus, M. Schmidt: Direct measurement of particle-particle interactions of fines for UHPC using AFM technology. Proceedings of the 2nd International Symposium on Ultra High Performance Concrete. S. 375-381. Kassel University Press, Kassel, Germany (2008).
- /3/ K. Krenzer, R. Schlegel, J.-H. Schwabe: Kalibrierung von Modellparametern für die Partikelsimulation von Baustoffen durch die Anwendung stochastischer Optimierungsverfahren, ibausil 2009, Weimar, Germany.
- /4/ W. Stöber, A. Fink, E. Bohn: Controlled Growth of Monodisperse Silica Spheres in the Micron Size Range, Journal of Colloid and Interface Science, Bd. 26, 1968, S. 62-69.
- /5/ C. Graf, D.L.J. Vossen, A. Imhof, A. van Blaaderen: A general method to coat colloidal particles with silica, Langmuir, Bd. 19, 2003, S. 6693-6700.
- /6/ C.P. Schröfl: Omega-Methoxypoly(ethylenoxid)-Methacrylsäureester-co-Methacrylsäure-co-Methallylsulfonsäure-Polycarboxylate als Fließmittel für ultra-hochfesten Beton: Synthese, Wirkmechanismus und Untersuchungen zum Synergismus von selektiv adsorbierenden Polymergemischen, (2010).

- /7/ J.P. Cleveland, S. Manne, D. Bocek und P.K. Hansma: A nondestructive method for determining the spring constant of cantilevers for scanning force microscopy, Review of Scientific Instruments, Bd. 64, 02/1993, S. 403-405.
- /8/ C. Glotzbach, D. Stephan, M. Schmidt: Measuring Interparticle Forces: Evaluation of Superplasticizers for Microsilica via Colloidal Probe Technique, Cem. Concr. Comp. (*in print*)
- /9/ J.L. Hutter: Comment on tilt of atomic force microscope cantilevers: effect on spring constant and adhesion measurements, Langmuir, Bd. 21, 03/2005, S. 2630.
- /10/ C. Gibson, D. Smith, C. Roberts: Calibration of silicon atomic force microscope cantilevers, Nanotechnology, Bd. 16, 02/2005, S. 234-238.
- /11/ H.-J. Butt, B. Cappella, M. Kappl: Force measurements with the atomic force microscope: Technique, interpretation and applications, Surface Science Reports, Bd. 59, Nr. 1–6, S. 1–152, 2005.
- /12/ H.-J. Butt, K. Graf, M. Kappl, Physics and Chemistry of Interfaces, Bd. Second, Revised and Enlarged Edition. Weinheim: Wiley-VCH, 2006.
- /13/ I. Lee: Friction and adhesion of silica fibres in liquid media, Journal of Materials Science, Bd. 30, Nr. 23, S. 6019–6022, Dez. 1995.

Christoph Glotzbach

Dipl.-NanoSc., Wissenschaftlicher Mitarbeiter
Universität Kassel
Werkstoffe des Bauwesens und Bauchemie
Mönchebergstraße 7
34125 Kassel
glotzbach@uni-kassel.de

Forschungsschwerpunkte:

- Rheologie von Feinmörteln
- Rasterkraftmessungen mit Fließmitteln



Mikrostrukturelle Untersuchungen zu Entstehungsmechanismen von Elefantenhaut auf UHPC

Alexander Wetzel, Christoph Glotzbach, Benjamin Scheffler

Schon kurz nach dem Mischen von ultrahochfesten Beton (ultra-high performance concrete, UHPC) bildet sich infolge von Austrocknung eine zähplastische Schicht, die umgangssprachlich Elefantenhaut genannt wird. Diese kann das Entlüften behindern, wodurch sich Luftblasen unterhalb der Grenzschicht ansammeln. Außerdem zeichnet sich die Elefantenhaut durch eine sehr dichte und glatte Oberfläche aus. Dies stellt insbesondere ein Problem dar, wenn mehrschichtige Betonbauweisen realisiert werden sollen, da auf dieser Oberfläche nur ein schlechter Verbund möglich ist. Außerdem führt die Elefantenhaut teilweise dazu, dass die Grenzschicht nur ungenügend mit der Betonmatrix verbunden ist und empfindlich gegenüber Zug- und Scherbeanspruchung ist. Für die Ausbildung der Elefantenhaut konnte in diesen Untersuchungen eine Abhängigkeit zu niedrigen Luftfeuchten festgestellt werden. Während die Ausbildung der Elefantenhaut bei einer relativen Luftfeuchte von 100 % ausblieb, zeigte sich eine verstärkte Ausbildung unter niedrigeren rel. Luftfeuchten. Durch mikrostrukturelle Untersuchungen konnten innerhalb der Elefantenhaut in 2 Schichten differenziert werden, welche dann näher bezüglich ihrer physiko-chemischen Eigenschaften charakterisiert wurden.

1 Einleitung

1.1 Elefantenhaut

Die Elefantenhaut ist ein Phänomen, das besonders in der letzten Dekade Erwähnung fand, als versucht wurde, Betonrezepteuren mit immer höheren Fließmittelanteilen und immer niedrigeren Wassergehalten zu finden. Dehn beschreibt 2003 /1/ die Elefantenhaut, deren Entstehung er auf die Klebrigkeit von UHPC und das dadurch unterbundene Bluten zurückführt. Als Gegenmaßnahmen führt er gängige Methoden wie eine Nachbehandlung durch Feuchtezufuhr, Abdecken oder Aufbringen von Nachbehandlungsmitteln an. Auch Scheydt *et al.* /2/ beschreiben in 2006 die Gefahr einer Bildung der Elefantenhaut wegen des geringen Wassergehalts und empfehlen oben beschriebene Nachbehandlung. Als problematisch sehen die Autoren vor allem die Rissbildung nach dem Trocknen in dieser Schicht an.

Küchler /3/ beschreibt die Vermeidung der Elefantenhaut bei der Herstellung von Probekörpern durch leichtes Stochern mit einem dünnen Bewehrungsstab, um die frühe Entlüftung sicherzustellen, und das anschließende Auffüllen der Form oberhalb der Betonoberfläche mit Wasser, um die Austrocknung zu verhindern. Hieran ist zu kritisieren, dass dadurch ein Eindringen von Wasser in die oberen Schichten des Betons nicht auszuschließen ist, zumal vor allem lösliche Bestandteile des Betons entropisch getrieben dieses ionenarme Wasser gegenüber dem Anmachwasser als Lösemittel bevorzugen. Eine strukturelle Schwächung des Probekörpers nach Aushärten sehen die Autoren daher als wahrscheinlich an.

Alle genannten Autoren beschreiben das Problem und nennen auch Lösungsvorschläge. Sie gehen jedoch von leicht verschiedenen Ansätzen bei der Bildung aus. In neueren internen Diskussionen in der Gruppe der Forscher des DFG-Schwerpunktsprogrammes 1182 zu UHPC wurden auch die Fließmittel als ein treibender Faktor bei Bildung der Elefantenhaut vermutet.

Nachdem in diesem Kontext bereits mechanistische und mikrostrukturelle Untersuchungen /4/ durchgeführt wurden, wird in der vorliegenden Studie auf die Schwäche der unbehandelten Haut gegenüber Lasteinleitung eingegangen sowie ein praxisnahes System mikrostrukturell untersucht.

1.2 Untersuchungen an UHPC- Leim

Auch in kürzlich veröffentlichten Untersuchungen zum Entlüftungsverhalten /5/ von UHPC-Leimen in Abhängigkeit von Fließmittel- und Wassergehalt, die sich auf die Feinbestandteile der UHPC-Rezepteuren (Zement, Silikastaub, Quarzmehl) beschränkten, wurde die Hautbildung auf der Frischbetonoberfläche beobachtet. Aus diesen Untersuchungen wurde ein UHPC-Leim ausgewählt, welcher für die vorliegenden Untersuchungen verwendet wurde. Die Formulierung ist in Tabelle 1 aufgeführt. Der fließfähige Leim ($w/z = 0,23$; $w/b = 0,2$) zeigt nach dem Anmischen ein Mörtelausbreitmaß (DIN EN 1015-3:2007, ohne Schläge) von 28 cm und eine Bingham-Fließgrenze von etwa 4 Pa sowie eine plastische Viskosität von 5 Pas (gemessen

mit Schleibinger Viskomat NT und Korbzelle nach Vogel). Bild 1 zeigt den Ausbreitkuchen dieser Basisformulierung, die Elefantenhaut behindert das Entlüften des Leims. Beim Abziehen der Oberfläche (Bild 1b) werden die zähplastischen Eigenschaften der Elefantenhaut deutlich. Von diesen Leimen wurden drei Formulierungen (A, B und C) hergestellt unter Variation der kommerziellen Fließmittel jeweils auf Polycarboxylat-Basis.

Tabelle 1: UHPC-Mörtelformulierung, Angaben je dm³ Leim

	Volumen[dm ³]	Masse [kg]	Massenprozent [%]
CEM I 52,5R HS-NA	0,444	1,375	69,99
Silikastaub	0,104	0,229	11,66
Quarzmehl	0,038	0,040	16,31
Fließmittel	0,121	0,320	2,027
Wasser	0,293	0,293	12,98
Summe ohne Wasser	0,707	1,964	100,00
Summe (mit Wasser)	1,000	2,257	-

1.3 Elefantenhaut auf UHPC-Beton und Verbund UHPC-Beton zu UHPC-Mörtel

Da sich die Ausbildung von Elefantenhaut neben den UHPC-Leimen auch Betone betrifft, wurde auch ein UHPC-Beton aus einem anderen Forschungsprojekt (Formulierung siehe /6/) ausgewählt, um diesen mikrostrukturell zu untersuchen. Im Rahmen jenes Forschungsprojektes wird im Fachgebiet ein funktional getrenntes Zweischicht-System bestehend aus einem Tragbeton und einem darauf aufgebrachten Oberflächenmörtel untersucht. Das Ziel ist, hierdurch langlebigere und dauerhaftere Straßenbeläge mittels UHPC herzustellen. Eine dickere Schicht UHPC erbringt die Tragfähigkeit im Sinne der Belange des bewährten Straßenbaus. Die dünne darüber liegende Schicht, bestehend aus einem UHPC-Mörtel, sorgt für Abrasionsbeständigkeit und, nach Aufprägung einer speziellen Textur, für Griffigkeit und Minderung der Reifen-Fahrbahn-Geräusche. Die Grenzschicht dieser beiden Mörtelsysteme wurde detailliert untersucht. Die Scherfestigkeiten dieses Verbundes wurden gemessen, wobei unterschiedliche Applikationstechniken verglichen wurden. Die Frisch-in-frisch-Applikation wurde mit der Applikation unter Normalbedingungen (20°C, 65 % relativer Luftfeuchte) mit einem zeitlichen Versatz von 2 Stunden durchgeführt. Da die hier verwendete Deckschicht-Formulierung ebenso wie die in diesen Untersuchungen verwendeten Leime eine Neigung zur Elefantenhautbildung aufwies, wurde der Verbund in Abhängigkeit der Applikationstechnik mikrostrukturell untersucht.

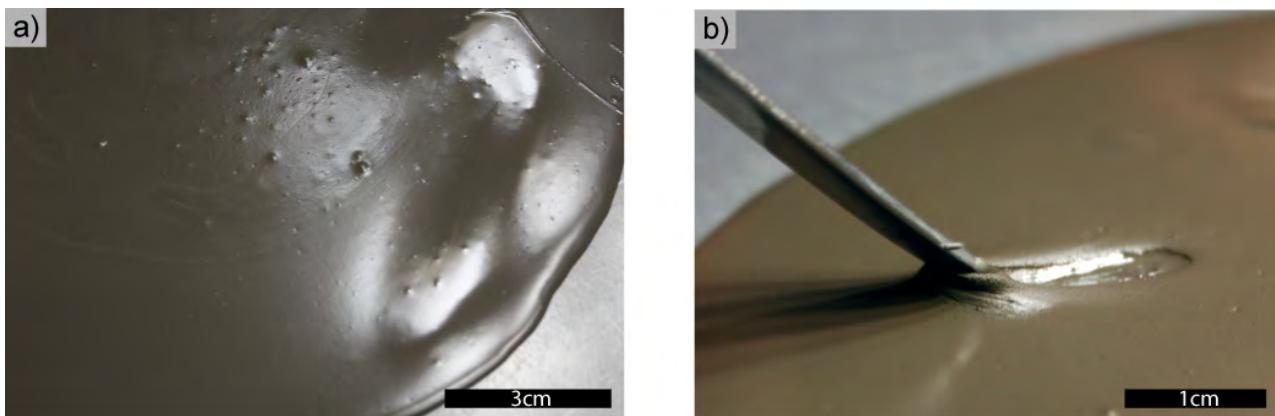


Bild 1: Ausbreitkuchen der verwendeten Basis-Formulierung. a) Durch die zähflüssige Oberflächenschicht können Luftblasen nicht entweichen. b) Die zähplastische Schicht beim Abziehen.

2 Methodik

2.1 UHPC-Leime

In einem 13-minütigen Mischvorgang in einem Intensivmischen (Fa. Eirich) wurden die Leime jeweils hergestellt. Ohne Verdichtung wurden die Proben anschließend in Prismenformen (4x4x16 cm) gefüllt. Im direkten Anschluss erfolgte die Lagerung unter verschiedenen Luftfeuchten (30, 50, 60 und 100% rel. Luftfeuchte = rF). Für die Lagerung unter 100% rF wurde ein mit Wasserdampf gesättigter Exsikkator verwendet, während für die übrigen Lagerungsbedingungen Klimakammern eingesetzt wurden. Nachdem die entsprechenden Luftfeuchten tatsächlich erreicht waren, wurden die Leimproben nochmals mit einem Glasstab aufgerührt, um eine frische Oberfläche zu generieren. Nach sieben Tagen wurden die Proben ausgeschalt. Anschließend wurden sie trocken in ca. 1 cm dicke Scheiben über den Querschnitt der Prismenlängssachse (Fläche 40x40 mm) zersägt. Für die Präparation von Anschliffen wurden die Querschnitte unter Vakuum in Epoxidharz eingebettet und nach Aushärten des Harzes mit Siliziumkarbid-Papier bis zu einer Körnung von 1000 (Korngröße < 20 µm) geschliffen. Für Untersuchungen im Durchlichtmikroskop und Rasterelektronenmikroskop wurden ungedeckte Dünnschliffe (~30 µm Dicke) hergestellt. Außerdem wurden Prüfkörper aufgespalten, und die frischen Bruchflächen wurden anschließend im Stereoskop und im Rasterelektronenmikroskop (SEM) näher bezüglich ihrer Morphologie und Zusammensetzung (EDX) betrachtet. Die Bezeichnung der Proben entspricht dem verwendeten Fließmittel (A, B, C) und der relativen Luftfeuchtigkeit während der Lagerung, z.B. A50.

Für Röntgendiffraktometrie-Untersuchungen (XRD) wurden die Proben durch schichtweises Abscheren der makroskopisch erkennbaren Schichten (siehe 3.1) mit einem Skalpell als feines Pulver gewonnen, in Isopropanol aangeschlämmt, in einem Mörser zerkleinert und anschließend in einem Röntgendiffraktometer analysiert (Cu-K α , 40 kV, 30 mA).

Die Härte des Gefüges an den makroskopisch zu unterscheidenden Schichten wurde durch Mikroindentation exemplarisch an einem Anschliff der Probe B50 gemessen. Bei diesem für Untersuchungen an Metallen standardisierten Verfahren (DIN EN ISO 14577) penetriert eine Vickers-Pyramide unter definierter Geschwindigkeit und Kraft die Probenoberfläche /7/. Die erhaltene Martenshärte wird in N/mm² angegeben und ist definiert als das Verhältnis der Maximalkraft zu der dazugehörigen Kontaktfläche.

Porositätsmessungen an einzelnen Schichten wurden mittels Quecksilberdruckporosimetrie gemessen. Hierzu wurden mit einer Miniaturkappsäge mit einem feinen Diamant-Sägeblatt Schichten von 1 mm, 1,5 mm bzw. 2mm abgetrennt, weiter grob zerkleinert und anschließend mittels Quecksilberdruckporosimeter bestimmt. Auf diese Weise konnte eine Tendenz für die Porosität der einzelnen Schichten ermittelt werden.

Zur Bestimmung der Scherfestigkeit bzw. der maximalen Scherspannung in der Verbundfuge zwischen Trag- und Nutzschicht wurde ein Scherversuch an Prismen der Größe 4x4x16 cm durchgeführt (Bild 2). Dieser erfolgte nach 28-Lagerung unter Standard-Bedingungen (23°C und 65% rF).

3 Ergebnisse

3.1 Lichtmikroskopische Untersuchungen

Bereits makroskopisch konnten Unterschiede im Gefüge in Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchte durch entsprechende Lagerungsbedingungen beobachtet werden. Auf allen Proben, welche bei niedrigen rF gelagert wurden, konnten 3 Schichten differenziert werden. Eine dunkle, dichte Schicht, nachfolgend als Schicht 1 bezeichnet, ist direkt an der Oberfläche erkennbar. Auf dieser dunklen Schicht, ist ein heller, teils transparenter Film zu erkennen (Bild 3). Unter Schicht 1 schließt sich nach einem scharfen Kontakt eine helle, poröse Schicht (Schicht 2) mit einer niedrigen Härte an. Dieser Härteunterschied konnte qualitativ durch Ritzen und quantitativ mittels Mikroindentation festgestellt werden (siehe auch 3.4). Unterhalb dieser hellen,

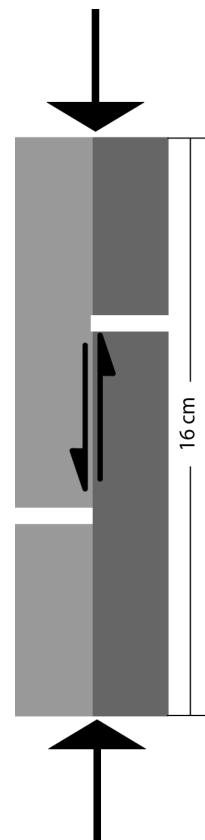


Bild 2: Schema des Scherversuchsaufbaus.

porösen Schicht folgt die wiederum dunkle und dichte UHPC-Matrix. Alle Proben, die bei 30%, 50% und 60% rF gelagert wurden, zeigen diese beschriebene Abfolge von Schichten, wobei keine signifikanten Unterschiede in den Schichtdicken zwischen diesen Lagerungsbedingungen beobachtet werden konnten. Die Schichtdicken lagen für Schicht 1 jeweils bei ca. 50µm und für Schicht 2 bei ca. 500µm /4/. Bei den Proben, die in 100% rF gelagert wurden, wurde diese Schichtabfolge nicht beobachtet.

Bild 4 zeigt lichtmikroskopische Bilder von Bruchflächen (Querschnitt) der Proben B50 und BT50. Die Schichtenabfolge, welche in den Leimproben nachgewiesen wurden können bei Probe BT50, einer praxisnahen Betonprobe aus /6/ (siehe 1.3), ebenso beobachtet werden.

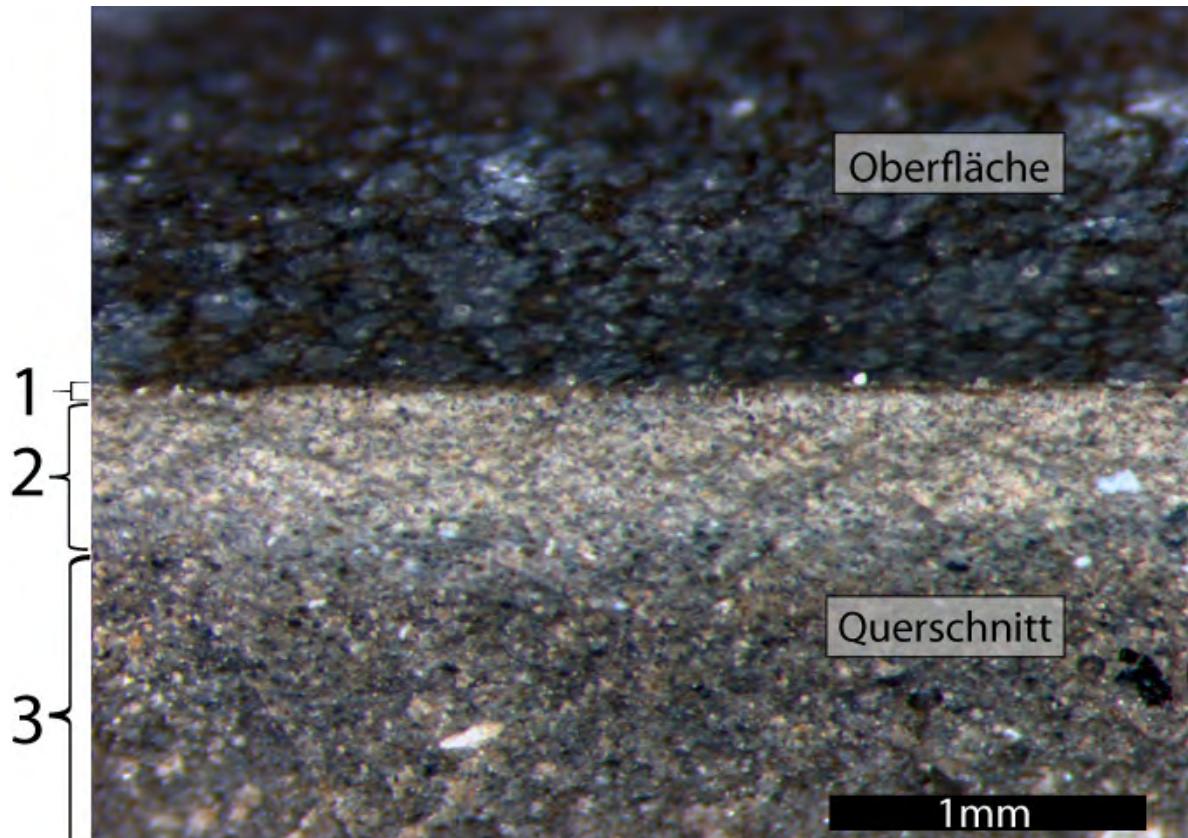


Bild 3: Stereoskopische Aufnahme der Bruchkante der Probe B60 in der Schrägangsicht.

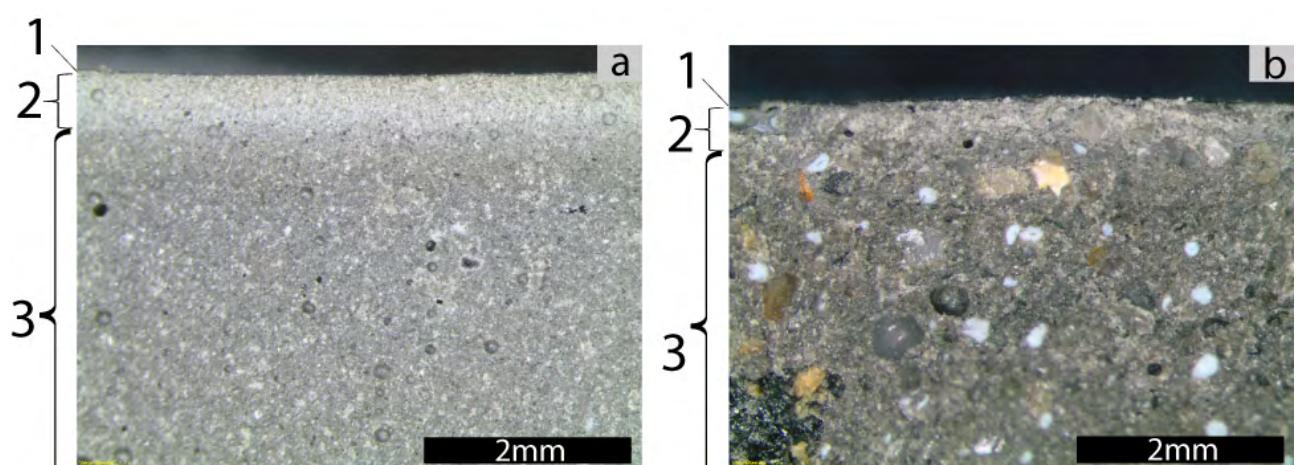


Bild 4: Bruchflächen der Leimprobe B50 und der Betonprobe BT50.

3.2 Mikrostrukturen im Rasterelektronenmikroskop

Zur näheren Charakterisierung dieser Schichten wurden die Bruchflächen im SEM untersucht. Sekundärelektronenbilder (SE) wurden mit RückstreuElektronenbildern (BSE) der gleichen Bildausschnitte verglichen. In Probe B60 (ausgehärtet bei 60% rF) ist im SE-Bild ein wenige Mikrometer dicker Film direkt an der Oberfläche zu sehen, während das BSE-Bild Signale aus tieferen Bereichen der Probe und die mineralische Matrix wiedergibt. Es wird vermutet, dass es sich bei diesem Film um Rückstände von Fließmitteln handelt. Diese Vermutung wird gestützt durch energiedispersive Röntgenspektroskopie (EDX) am SEM (siehe 3.3). Dieser Film ist durchgängig auf Probe B60 wie auch auf allen anderen Proben mit einer Luftfeuchte kleiner oder gleich 60 % rF zu beobachten. Proben, die bei 100 % rF gelagert wurden weisen keinen solchen Film auf.

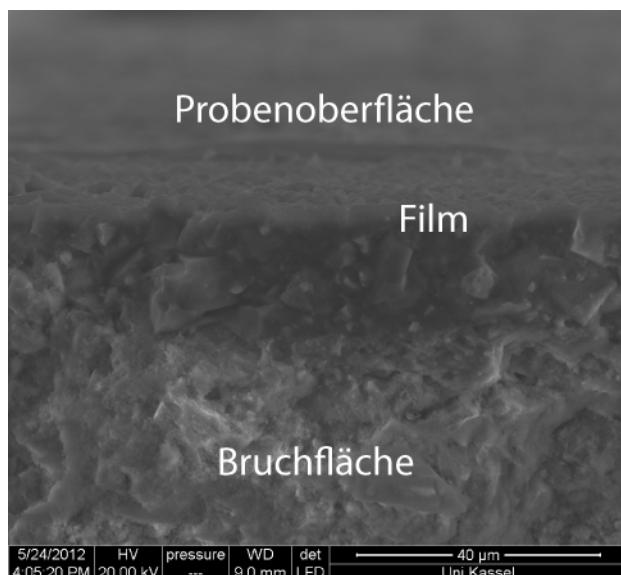


Bild 5: Das SE-Bild auf Probe B60 zeigt einen Film auf den ersten ~5 µm der Oberfläche.

3.3 Chemisch-mineralogische Zusammensetzung der Elefantenhaut

Anhand von Dünnschliffen wurden die einzelnen Komponenten (Quarzmehlpartikel, nicht hydratisierter Klinker und Silikastaub) im Durchlichtmikroskop ermittelt. Eine spezifische Verteilung, z.B. Anreicherung oder Verarmung dieser Bestandteile konnte jedoch nicht beobachtet werden. Bei der Präparation der Dünnschliffe wurde teilweise die zu untersuchende Elefantenschicht herauspoliert, was wiederum auf eine geringere Härte dieser Schicht hinweist (siehe auch 3.4).

Mittels EDX wurde im SEM der Film auf der Oberfläche an Dünnschliffen sowie an Bruchproben (Bild 5) näher charakterisiert. An letzteren wurde sowohl der Querschnitt als auch die Oberfläche untersucht. In allen diesen Untersuchungen konnte eine Anreicherung von Kalium und Natrium ermittelt werden. Die übrigen Elemente waren unabhängig vom Abstand zur Oberfläche gleichmäßig verteilt. Die Anreicherung von Kalium und Natrium wurden als Anreicherung von Fließmitteln gedeutet, bei denen häufig Monomere mit endständigen Carboxylgruppen copolymerisiert werden, die dann Metallgegenionen wie K^+ und Na^+ tragen.

Die XRD-Analysen zeigten nur geringfügige Unterschiede zwischen den einzelnen Schichten. So zeigten die Proben bei 100 % rF eine homogene Phasenzusammensetzung, welche wiederum mit Schicht 3 der Probe bei 30% rF übereinstimmte. Im Vergleich zu Schicht 1 und 2 von Probe A30 zeigten diese einen höheren Anteil an Portlandit und geringere Gehalte an nicht hydratisierten Klinkerphasen. Dies war aufgrund der schnelleren Austrocknung der oberflächennahen Schichten im Fall der Probe A30 zu erwarten. Durch die schnelle Austrocknung steht weniger Wasser zur Hydratation zur Verfügung. Die Unterschiede in der Porosität zwischen diesen Proben resultieren wahrscheinlich ebenso aus der unterschiedlichen Austrocknung (siehe 3.5).

3.4 Mikroindentation

Durch Mikroindentation konnte an der Probe B50 ein signifikanter Unterschied der Härte in Abhängigkeit zur Tiefe in der Probe (Nullpunkt ist die Grenzfläche der Probe zur Luft) festgestellt werden (Bild 6).

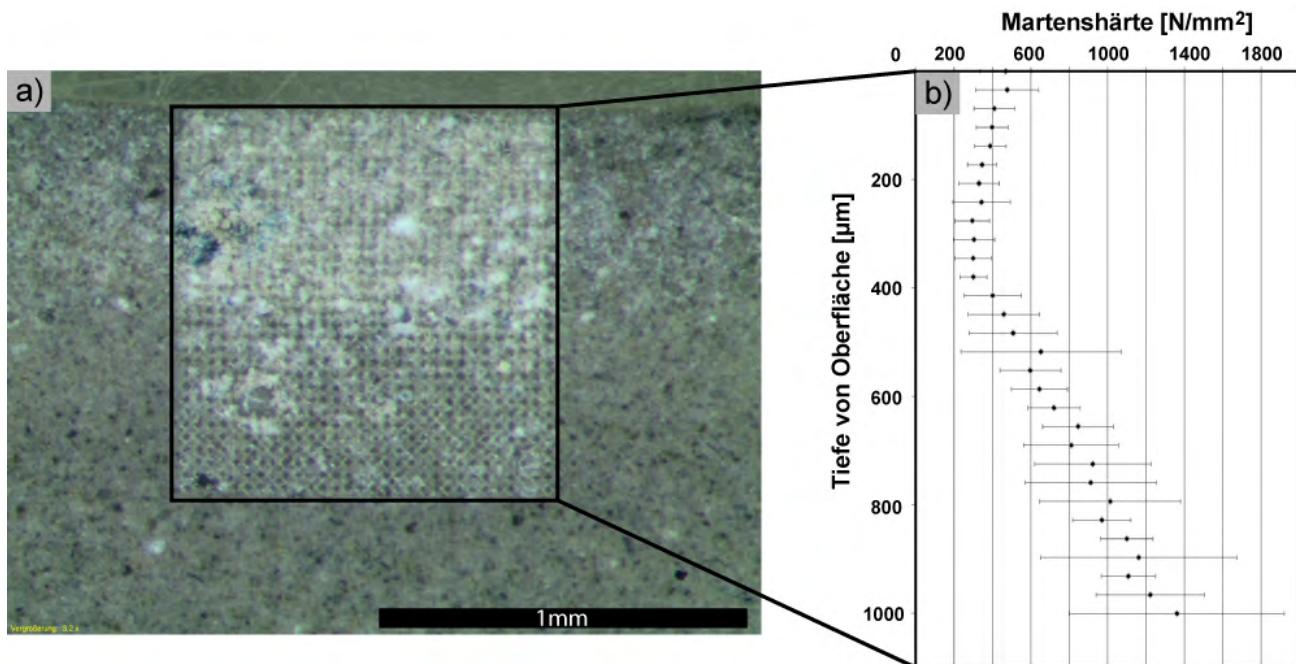


Bild 6: a) Lichtmikroskopische Ansicht des Querschnittes nach Messung durch Mikroindentation. b) Martenshärte in Abhängigkeit zur Tiefe in Bezug zur Oberfläche (Mittelwerte aus jeweils 30 Messpunkten).

Dargestellt sind die Mittelwerte der über 30 Messpunkte, welche auf jeder gegebenen Tiefe in einer Punktreihe parallel zur Probenoberfläche ermittelt wurden. Die Werte der Martenshärte liegen im obersten Bereich bei ca. 500 N/mm², dieser Bereich entspricht Schicht 1. Mit zunehmender Tiefe nimmt die Härte zunächst um mehr als 30% ab (Schicht 2), um anschließend wieder kontinuierlich anzusteigen. Die Messung erfolgte bis in eine Tiefe von 1 mm. Aufgrund vorausgehender Messungen innerhalb der Matrix (Schicht 3) ist davon auszugehen, dass ein weiterer Anstieg der Härte unter die Tiefe von 1 mm nicht zu vermuten ist und die Härte und die Härte innerhalb der Schicht 3 weitgehend homogen ist. Die relativ hohen Fehler sind darauf zurückzuführen, dass die für die Berechnung der Martenshärte geforderte definierte Kontaktfläche zwischen Probe und Vickerspyramide aufgrund der porösen Struktur nicht genau bekannt ist und außerdem die Sonde unterschiedliche Mineralphasen ansteuern kann. So wird letztlich nur ein Durchschnitt ermittelt.

3.5 Porosität

Durch Unterschiede in der Helligkeit konnte makroskopisch wie mikroskopisch in 3 Schichten unterschieden werden. Da Schicht 1 mit ca. 50μm und Schicht 2 mit ca. 500μm nicht einzeln mittels Kappsäge beprobt werden konnte und eine gewisse Menge für Porositätsmessungen mit dem Quecksilberdruckporosimeter notwendig sind, wurden Schichtdicken von 1000, 1500 bzw. 2000 μm zur vergleichenden Betrachtung beprobt. Die Probe von 0-1500 μm zeigt im Vergleich zu den tiefer entnommenen Proben eine Verschiebung der Porengrößen hin zu größeren Poren im Bereich von 0,1 μm. Dies ist umso beachtlicher, als nur die obersten 550 μm als zur Elefantenhaut zugehörig identifiziert wurden, also nur etwa ein Drittel dieses Signals aus der Elefantenhaut stammt. Dies bestärkt die Vermutung, dass aufgrund des niedrigeren Hydratationsgrad infolge von schneller Austrocknung im oberflächennahen Bereich, die Kornzwischenräume weniger von Hydratphasen gefüllt werden können und daher eine höhere Porosität im Gefüge zurückbleibt.

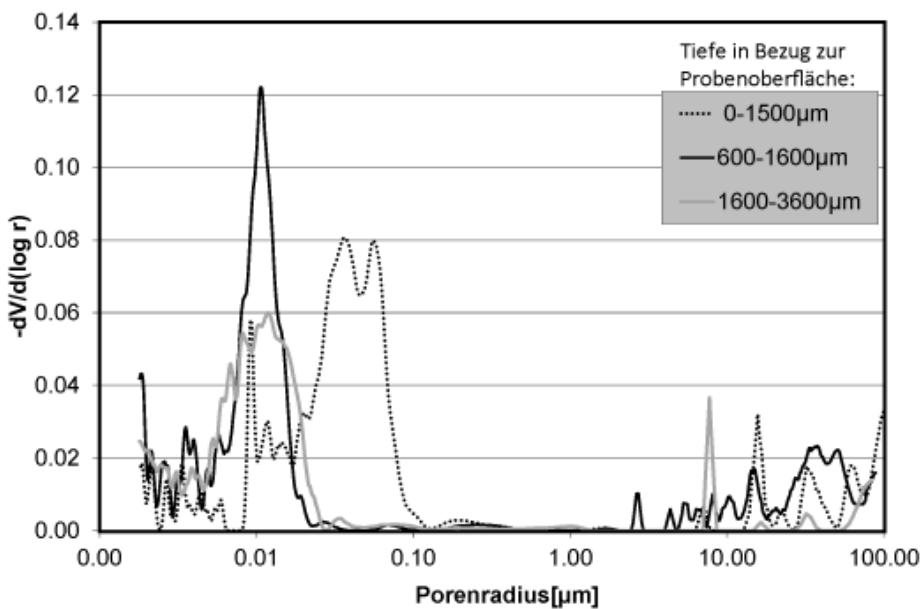


Bild 7: Porosität von Proben aus unterschiedlichen Tiefen in Bezug zur Probenoberfläche gemessen durch Quecksilberdruckporosimetrie.

3.6 Scherfestigkeit und Verbund UHPC-Beton zu UHPC-Mörtel

An Verbundproben aus UHPC-Beton und UHPC-Mörtel wurde die Scherfestigkeit untersucht. Neben den deutlichen Unterschieden in der Scherfestigkeit zugunsten der Frisch-in-Frisch-Applikation waren auch Unterschiede im Bruchbild deutlich (Bild 8). Während die Proben ohne Nachbehandlung der Deckschicht (2 Stunden zwischen Einbau der Nutzschicht) jeweils Versagen an der Verbundfläche aufzeigten, versagten die frisch-in-frisch applizierten Proben jeweils innerhalb der Nutzschicht.

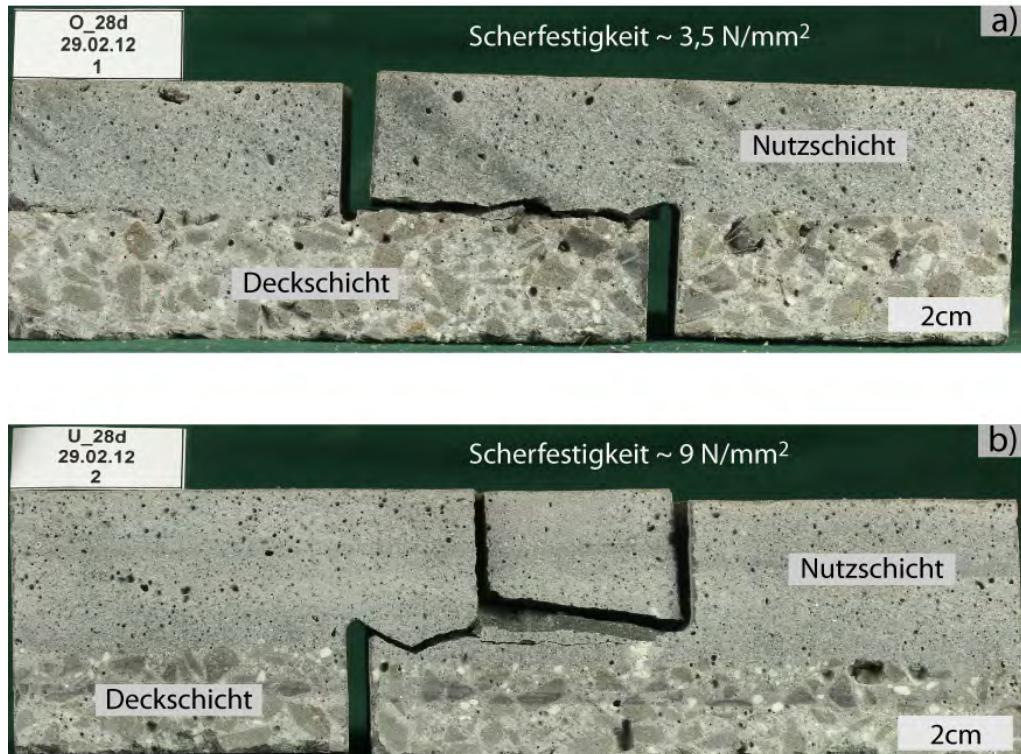


Bild 8: Scherversuche an Verbundproben einer Nutzschicht aus UHPC-Mörtel und einer Deckschicht aus UHPC. Unterschieden wurde in a) Applikation ohne Nachbehandlung der Oberfläche der Deckschicht und einem Dauer von 2 Stunden zwischen Applikation der Deck- und Nutzschicht und b) Frisch-in-Frisch-Applikation.

Das ungeschädigte Gefüge an der Grenzfläche zwischen Deck- und Nutzschicht wurde mittels Lichtmikroskopie an Anschliffen und Dünnschliffen untersucht. Bei den Verbundproben ohne Nachbehandlung zeigte sich ein klarer Verlauf einer Grenzschicht. Entlang dieser Grenzschicht konnten vermehrt eingeschlossene Luft- und Verdichtungsporen beobachtet werden. Die Elefantenhaut konnte hier nicht direkt nachgewiesen werden kann, was auf Artefakte aus der Probenpräparation zurückzuführen ist. Da allerdings bei mikrostrukturellen Untersuchungen an einzelnen Prismen des UHPC-Betons die Ausbildung einer Elefantenhaut nachgewiesen werden konnte, ist davon auszugehen, dass die hier zu beobachtende Grenzschicht auf die Elefantenhaut zurückzuführen ist. Zum Vergleich ist die Grenzfläche des Verbundes einer Probe dargestellt die Frisch-in-Frisch appliziert wurde. Hier kann keine Grenzfläche ermittelt werden.

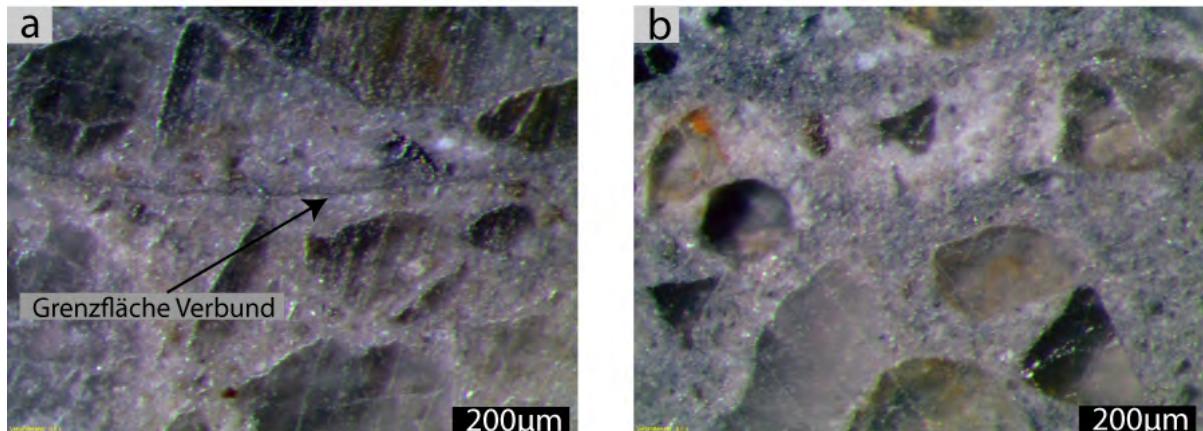


Bild 9: Grenzfläche vom Verbund bei a) Applikation nach 2 Stunden und b) Frisch-in-Frisch-Applikation.

4 Schlussfolgerungen und Ausblick

Bei niedrigen Luftfeuchten (30, 50 und 60 % rF), jedoch nicht bei einer hohen relativen Luftfeuchte von 100%, wurde die Ausbildung einer Elefantenhaut auf UHPC-Leim beobachtet. Diese Elefantenhaut konnte als mehrschichtiges Phänomen mittels mikrostruktureller Untersuchungen an UHPC-Leimen näher charakterisiert werden. Diese Schichten-Abfolge konnte ebenso an UHPC-Beton-Proben beobachtet werden. Unter einer wenige Mikrometer dicken Anreicherung von vermutlich Fließmittel-Rückständen direkt an der Oberfläche wurde eine dichte, dunkle Schicht lokalisiert (ca. 50 µm). Darunter liegend befindet sich eine poröse Schicht mit geringer Festigkeit mit einer Dicke von ca. 500 µm. Alle drei untersuchten Formulierungen (und damit alle untersuchten Fließmittel) zeigten jeweils die charakteristische Schichtausbildung in Abhängigkeit von niedrigen Luftfeuchten.

Schmidt et al. /8/ machten für ähnliche, wenn auch deutlich weniger ausgeprägte Erscheinungen bei Normalbeton eine Kombination von hydraulischer Saugspannung erzeugt durch Evaporation und Sedimentation für Anreicherungen von Feinstpartikeln verantwortlich. Da sich das Schichtsystem nur bei 30% bzw. 60% rF ausbildet und nicht bei 100% rF, ist nicht von einem sedimentationsgesteuerten, sondern einem evaporationsgesteuertem Mechanismus auszugehen. Sedimentationserscheinungen können zudem durch mikrostrukturelle Untersuchungen am UHPC-Leim weitgehend ausgeschlossen werden. Es ist z.B. keine Verarmung oder Anreicherung von Quarzmehl-Partikeln oder Silikastaub-Partikeln im oberen Bereich zu beobachten. Die ursprüngliche Vermutung einer Anreicherung von Silikastaub an der Oberfläche konnte somit in diesen Untersuchungen nicht bestätigt werden.

Durch die Verdunstung des bereits in der Rezeptur nur in geringem Anteil vorhandenen Wassers werden im Wasser gelöste Bestandteile mit der flüssigen Phase an die Oberfläche gesaugt und reichern sich dort an. Diese Schicht versiegelt den Leim, so dass Luftblasen dem Beton nicht mehr entweichen können. Es wird vermutet, dass durch oberflächennahe Austrocknung eine poröse Schicht mit geringer Festigkeit entsteht. Neben dem Nachweis des Schichtenaufbaus der Elefantenhaut auf UHPC-Beton wurde auch die Grenzschicht eines Verbundes aus UHPC und UHPC-Mörtel betrachtet. Der Verbund ist deutlich schlechter, wenn zwischen der Applikation der beiden Schichten die untere Schicht nicht vor Austrocknung geschützt wird. Die Scherfestigkeiten liegen im Resultat bei ca. 1/3 derer der Frisch-in-Frisch-Applikation. Wurde die Oberfläche nach Applikation vor Austrocknung geschützt (z.B. mittels feuchten Jutetuches), wird die Ausbildung von

Elefantenhaut verhindert und es entsteht ein Verbund der in Festigkeitswerten der Frisch-in-frisch-Applikation gleicht.

Die Ausbildung einer Schicht mit niedriger Festigkeit infolge schneller Austrocknung ist für Normalbeton bekannt. Die hier aufgeführten Untersuchungen zeigen, dass es sich mit der Ausbildung mehrerer Schichten um einen abweichenden Entstehungsprozess handelt, welcher noch weiteren Untersuchungen bedarf.

5 Verdankung

Wir danken Arno Ellermann (Uni Kassel, FB 15) für die Messungen der Martenshärte und Roman Ruzilho sei für die Datenerhebung der Scherfestigkeiten gedankt. Für die finanzielle Unterstützung dieser Arbeit im Rahmen eines DFG-Forschungsprojektes (Kennzeichen SCHM 1589/12-1) sei hiermit ebenfalls gedankt.

6 Literatur

- /1/ F. Dehn: "Herstellung, Verarbeitung und Qualitätssicherung von UHPC" in Ultra-hochfester Beton – Planung und Bau der ersten Brücke mit UHPC in Europa, S. 37-47, Kassel University Press, Kassel 2003.
- /2/ J. C. Scheydt, G. Herold, H. S. Müller: „Ultrahochfester Beton“ in Innovationen in der Bautechnik – 3. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung, S. 40, Universitätsverlag Karlsruhe, Karlsruhe 2006.
- /3/ M. Küchler: „Zum Tragverhalten von Verbundmitteln für Hybridkonstruktionen mit Ultrahochleistungsbeton“, S. 96, Dissertation Universität Leipzig, Books on Demand, Norderstedt 2009.
- /4/ A. Wetzel, C. Glotzbach, D. Stephan, M. Schmidt. Charakterisierung der Grenzschicht von UHPC-Leim zu Luft. 18. Internationale Baustofftagung ibausil. Weimar, Germany: F.A. Finger-Institut für Baustoffkunde, 2012.
- /5/ S. Fröhlich, C. Glotzbach, M. Schmidt: „Measuring Air Content and Rheological Characteristics of UHPC Mortars“, Proc. fib Symposium, Stockholm 2012.
- /6/ B. Scheffler. Ultrahochfester Beton für multifunktionale Fahrbahnen im Straßenbau. 53. Forschungskolloquium des Deutschen Ausschuss für Stahlbeton, diese Ausgabe.
- /7/ Metallische Werkstoffe –Instrumentierte Eindringprüfung zur Bestimmung der Härte und anderer Werkstoffparameter – Teil 1: Prüfverfahren (ISO/DIS 14577-1:2012); Deutsche Fassung prEN ISO 14577-1:2012
- /8/ D. Schmidt, V. Slowik, M. Schmidt, R. Fritzsch: „Auf Kapillardruckmessung basierende Nachbehandlung von Betonflächen im plastischen Materialzustand“. Beton- und Stahlbetonbau 102, Nr. 11 (2007): 789.

Alexander Wetzel

Dr. phil. nat., Akademischer Rat
 Universität Kassel
 Mönchebergstraße 7
 34125 Kassel
 Tel. +49 0561 804 2603
 Fax +49 0561 804 2662
 alexander.wetzel@uni-kassel.de

Forschungsschwerpunkte:

- Mikrostrukturelle Untersuchungen an Baustoffen
- Oberflächen von Beton und UHPC



Photokatalytischer Schadstoffabbau an modifizierten Baustoffoberflächen

Kai Amrhein, Sameena Kamaruddin, Dietmar Stephan

1 Einleitung

Titandioxid (TiO_2) und modifizierte Spezies davon sind derzeit die effektivsten, kommerziell in größerer Menge verfügbaren Photokatalysatoren, die in der Lage sind sowohl anorganische als auch organische Schadstoffe unter Ausnutzung von Sonnenlicht (insbesondere dessen UV-Anteil) abzubauen. Die Bildung von sogenannten Elektronen-Loch-Paaren durch UV-Anregung führt entweder direkt oder indirekt durch die Bildung von hochreaktiven Radikalen, zur photokatalytischen Zersetzung (Bild 1) /1/. Dieser Effekt wird derzeit insbesondere für die Verbesserung der Luftqualität untersucht aber auch für selbstreinigende Oberflächen. Gerade das Interesse an photokatalytischen Produkten für luftreinigende Anwendungen ist in den letzten Jahren enorm gewachsen, da in Deutschland die Grenzwerte für Stickoxide noch im Jahr 2010 an über 50 % der städtisch verkehrsnahen Messstationen überschritten wurden /2/. In Deutschland existieren eine Reihe photokatalytisch modifizierter Bauprodukte, wie z.B. Fensterglas, Dachziegel, Pflastersteine oder Fassadenfarben. Derzeit enthalten solche Materialien Photokatalysatoren im Nanometermaßstab /3/. Da Agglomeration in dieser Größenordnung verstärkt auftritt, wird bereits an alternativen Photokatalysatoren geforscht, wie z.B. Core-Shell Materialien. Diese bestehen aus einem inerten Kern, der in seiner Größe variabel sein kann und lediglich aus einer nanoskaligen Beschichtung des Photokatalysators auf der Oberfläche /4/. Die Effektivität solcher Photokatalysatoren als auch von photokatalytischen Bauprodukten bezüglich des Stickoxidabbaus wird insbesondere durch Verfahren in Anlehnung an die ISO-Richtlinie 22191-1 /5/ untersucht. Dieser Artikel gibt einen kurzen Überblick über die derzeit geltenden Richtlinien und Möglichkeiten zur Bestimmung der photokatalytischen Aktivität von modifizierten Bauprodukten und präsentiert Messungen bezüglich des Stickoxidabbaus von modifizierten Pflastersteinen und Core-Shell Systemen.

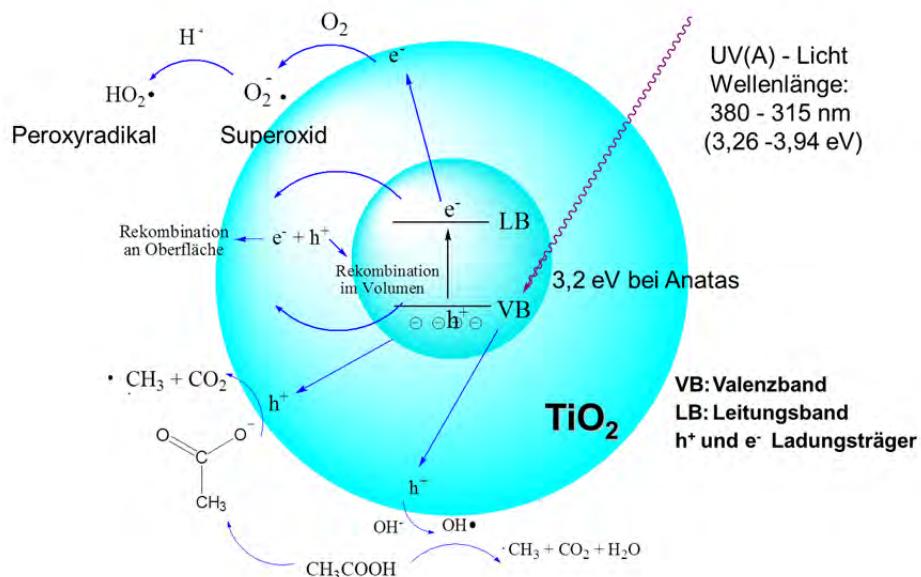


Bild 1: Mechanismus der photokatalytischen Mineralisation von organischen Molekülen und der Radikalbildung durch Titandioxid nach /1/.

2 Normen und Richtlinien bezüglich des photokatalytischen Abbaus von Schadstoffen durch Photokatalysatoren

Um die Wirksamkeit von Photokatalysatoren bzw. damit ausgestatteter Materialien qualitativ nachzuweisen, bzw. quantitativ zu messen bedarf es normierter Prüfverfahren, von denen einige vorgestellt werden und auf deren Besonderheiten bei der Betrachtung von modifizierten Baustoffen eingegangen werden soll.

Allgemein sind die meisten bisher gültigen Normen allgemein für keramische photokatalytische Materialien bestimmt. Die wenigsten sind speziell auf Baustoffe ausgerichtet, mit Ausnahme der italienischen UNI Normen (siehe Tabelle 1). Bei allen normierten Verfahren wird die Aktivität indirekt über den Abbau eines Modellschadstoffes durch die aktive Oberfläche bestimmt. Der Modellschadstoff kommt entweder im gasförmigen Zustand, als Feststoff direkt auf der Oberfläche oder in Flüssigkeit gelöst mit dem Photokatalysator in Kontakt. Dabei kann zum einen die Abnahme der Ausgangskonzentration des Schadstoffes aber auch die Zunahme der Konzentration von Abbauprodukten gemessen werden.

Tabelle 1: Auswahl von Normen zur Bestimmung der photokatalytischen Aktivität

Methode	Norm	
Stickoxid	JIS R1701-1 / ISO 22197-1	Gas
Acetaldehyd	JIS R1701-2 / ISO 22197-2	Gas
Toluol	JIS R1701-3 / ISO 22197-3	Gas
Formaldehyd	JIS R1701-4 / ISO/DIS 22197-4	Gas
Methylmercaptan	JIS R1701-5 / ISO/DIS 22197-5	Gas
NO / NO ₂	UNI 11247	Gas
BTEX	UNI 11238	Gas
Rhodamin B	UNI 11259	Feststoff
Methylenblau	DIN 52980 / ISO 10678	Lösung
Kontaktwinkel	ISO 27448	Feststoff

Auf einige der Normen aus Tabelle 1 soll kurz eingegangen werden. Es ist zu erwähnen dass diese nur Anwendung bei Bestrahlung der Probenoberfläche mit künstlichem Licht definierter Intensität finden. Die ersten Normen zur Aktivitätsbestimmung sind japanische JIS Normen. Dies erklärt sich durch die Vorreiterrolle Japans in der Entwicklung und Erforschung von Photokatalysatoren. Die Normen JIS R1701-1 bis JIS R1701-5 basieren durchgehend auf dem Abbau gasförmiger Produkte. Hierbei handelt es sich um Stoffe, die als Umweltschadstoffe durchaus eine bedeutende Rolle spielen wie Stickoxide, hauptsächlich erzeugt durch Verbrennungsmotoren, Acetaldehyd, Toluol, Formaldehyd und Methylmercaptan stellen vier organische Luftschaadstoffe dar, die schon in niedrigen Konzentrationen Einfluss auf Gesundheit und Wohlbefinden haben. Diese Normen wurden größtenteils als internationale Normen übernommen und finden sich als ISO 22197-1 bis ISO 22197-5, wobei die erste mittels Abbau von Stickstoffmonoxid bisher die meiste Beachtung fand und als erste ISO zu diesem Thema gültig war. Auf dieses Verfahren wird im Abschnitt 3 eingegangen.

Zudem gibt es einige nationale Normen zu diesem Thema. In Deutschland existiert die DIN 52980, die den Abbau von Methylenblau in wässriger Lösung beschreibt. Dabei wird ein Probekörper mit 1 bis 15 cm² in 10 µmolarer Farbstofflösung eingelegt und mit UV-A Licht bestrahlt. Die Intensität liegt wie bei fast allen Normen bei 10 W/m². Dies ist ein realistischer Wert, den man in dieser Größenordnung auch unter freiem Himmel in Europa misst. Vor der eigentlichen Messung wird der Probekörper vorbestrahlt um Verunreinigungen zu entfernen. Mittels Photometer wird die Konzentrationsabnahme verfolgt um die Abbauaktivität zu bestimmen. Problematisch ist dabei jedoch die hohe Porosität von Baustoffen im Allgemeinen, so dass der Farbstoff auch stark an der inneren Oberfläche adsorbiert wird und auch längere Zeiten zur Gleichgewichtseinstellung wenig helfen. Da zur Messung eine definierte Konzentration notwendig ist, ohne die sich die abge-

baute Farbstoffmenge nicht bestimmen lässt, führen starke Adsorptionsprozesse dazu, dass die Messwerte stark an Aussagekraft verlieren. Dieses Verfahren ist daher nur sehr bedingt für Proben aus dem Bereich der Baustoffe einsetzbar.

Eine Alternative dazu stellt eine weitere nationale Norm, die italienische UNI 11259 /6/ dar, die den Abbau von Farbstoffbeschichtungen als Feststoff beschreibt. Diese Prüfvorschrift ist speziell für zementäre Systeme gültig, so dass hiermit entsprechend mit TiO_2 -modifizierte Mörtel und Betone vermessen werden können. Der Abbau des roten Farbstoffs wird über die Abnahme der roten Farbe mittels Reflexionsspektrometer bestimmt und kann auch mit bloßem Auge verfolgt werden. Dieser Ansatz führt jedoch lediglich zu qualitativen Aussagen bezüglich der Aktivität und ermöglicht nur die Unterscheidung zwischen aktiv und nicht aktiv. Allerdings lassen sich mit diesem Verfahren auch die Einflüsse von Umgebungsbedingungen untersuchen.

Bild 2 stellt in den oberen beiden Graphen die Abnahme des roten Farbstoffs nach verschiedenen Bestrahlungszeiten bei drei unterschiedlichen Temperaturen dar. Das linke Diagramm wurde bei konstanten 50 % relativer Luftfeuchte (r.F.) durchgeführt und legt eine deutliche Abhängigkeit von der Temperatur nahe. Allerdings ist die Menge des Wassers in der Luft bei 50 % r.F. stark abhängig von der Temperatur (Bild 2 links unten). Hält man jedoch die absolute Menge des Wassers in der Luft konstant (Bild 2 linke Seite) so ist keine Temperaturabhängigkeit mehr erkennbar, was einen starken Einfluss des absoluten Wassergehaltes nahelegt.

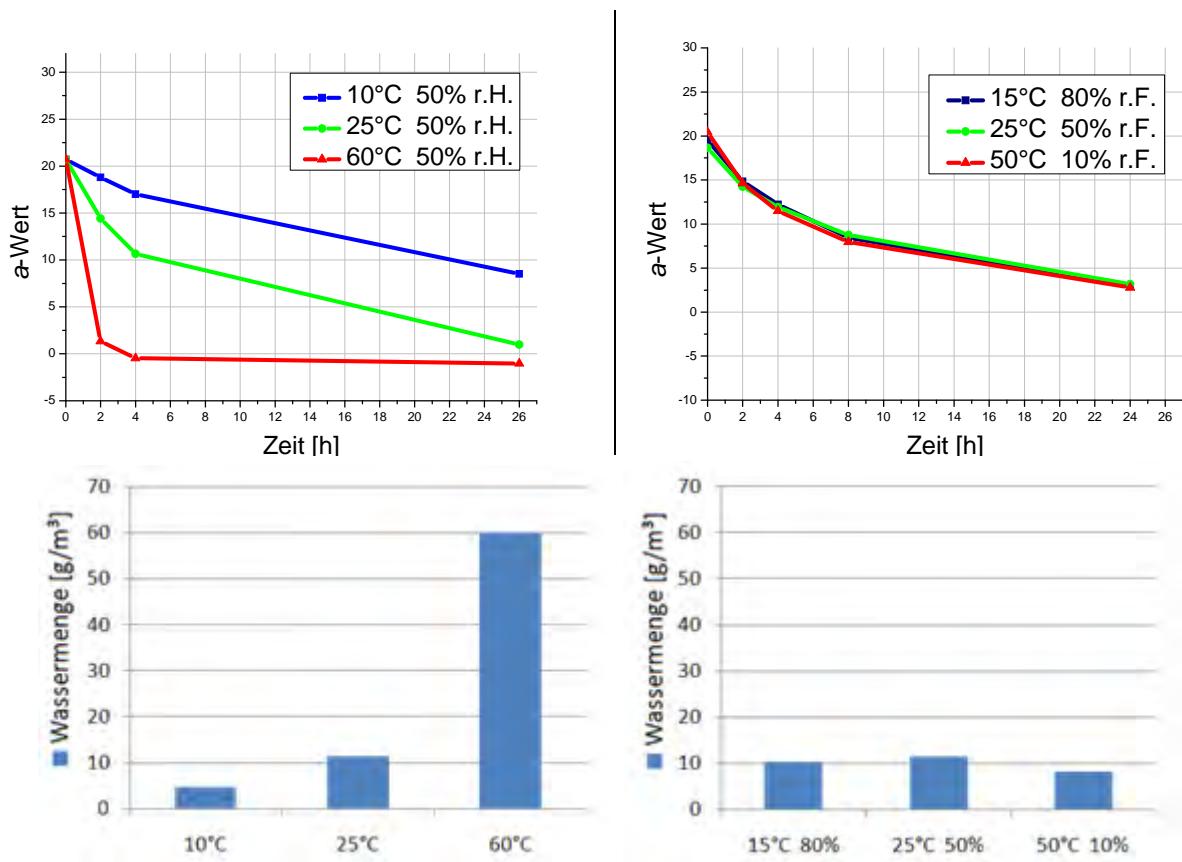


Bild 2: Oben: Abbau des Farbstoffs Rhodamin B bei unterschiedlichen Temperaturen, links bei 50% relativer Luftfeuchte (r.F.), rechts bei gleichem absoluten Wassergehalt

3 Methode zur Bestimmung des photokatalytischen Abbaus von NO_x

Die Messapparatur zur Bestimmung der Photoaktivität wurde auf Grundlage der ISO 22197-1 /5/ entwickelt. Hauptelement des Versuchsaufbaus ist neben der Gasversorgungseinheit die Reaktorzelle, welche komplett aus Polymethylmethacrylat (PMMA) besteht. Die Reaktorzelle wird nach Einlegen der Probe ($100 \cdot 50 \text{ mm}^2$) luftdicht mit einer UV-durchlässigen Quarzglasplatte abgedeckt (siehe Bild 3). Während der Messung über-

strömt Luft mit definierter Konzentration Stickstoffmonoxid die Probe durch einen 5 mm hohen Spalt, was eine laminare Strömung ermöglicht.

Als Lichtquelle dienen Philips Cleo UV-A Röhren, da sie ein schmales Spektrum mit einem Maximum bei ca. 350 nm im Bereich der Bandlücke von TiO₂ aufweisen. Der größte Teil der Strahlungsenergie wird unterhalb von 400 nm abgegeben. Beim Messvorgang wird mittels computergesteuerter Masseflussregler (MFC) die Luft auf 50 % r.F. eingestellt und anschließend das Prüfgas mit einer Konzentration von 1 ppm hinzudosiert. Die Stickoxidkonzentrationen werden mit einem NO_x-Analysator (APNA 370 von Horiba) gemessen. Dies ermöglicht Aussagen über den photokatalytischen Abbau von Luftschadstoffen und dadurch über die photokatalytischen Eigenschaften des geprüften Materials zu treffen.

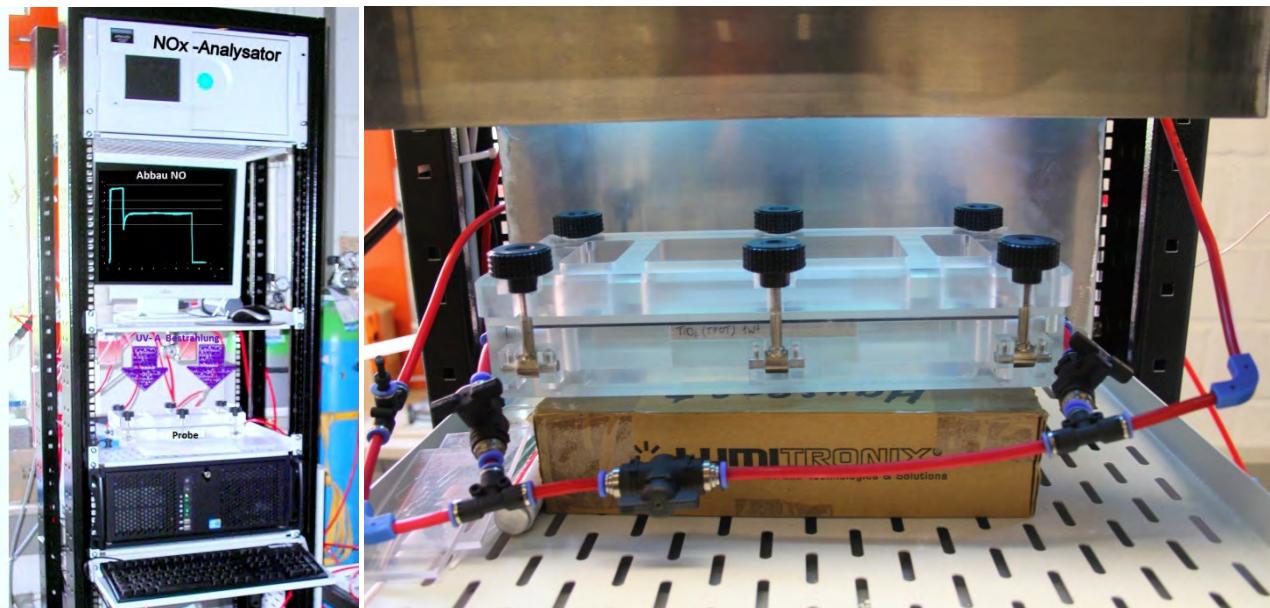


Bild 3: Messapparatur zur Bestimmung des photokatalytischen Abbaus von NO.

3.1 Pflastersteine

Für ein Monitoring der längerfristigen Wirksamkeit photokatalytisch modifizierter Baustoffe ist es essentiell auch größere Proben im Originalzustand zerstörungsfrei messen zu können. Bei Probengrößen von 50 cm² nach ISO ist es allerdings schwierig, reale Baustoffproben zu vermessen und diese anschließend wieder zu verwenden um sie später erneut zu untersuchen. Aus diesem Grund wurde ein größerer Reaktor zur Messung kompletter Pflastersteine bis zu einer Größe von 24 cm Seitenlänge und 8 cm Höhe gebaut. Momentan laufen Messungen zum Abbau von NO an photokatalytischen Pflastersteinen einer Testfläche in Anlehnung an ISO 22197-1. Anschließend werden diese Steine ausgelegt, dabei bewittert und später in regelmäßigen Abständen erneut vermessen. Mit der Messapparatur können unterschiedliche Umweltbedingungen automatisch simuliert werden, indem Gasdurchfluss, Schadgaskonzentration, Luftfeuchte und Belichtungszeiten über die Steuertoolsoftware unterschiedlich geregelt werden.

3.2 Photokatalytisch aktive Core-Shell Partikel

Als möglicher Ansatz zur photokatalytischen Modifizierung von Baustoffoberflächen werden Core-Shell Komposite in Betracht gezogen. Diese Systeme verfügen lediglich über eine dünne Schicht des Photokatalysators auf ihrer Oberfläche und können in verschiedenen Größen hergestellt werden. Dadurch kann der Einsatz von Titandioxid auf ein Minimum reduziert werden und es besteht die Möglichkeit Photokatalysatoren auch im Mikro- und Millimeter Bereich zu erhalten. Dies ist insbesondere bei einer Rückgewinnung des Photokatalysators von Vorteil, aber auch um eventuelle gesundheitliche Risiken ausgehend von Nanopartikeln zu senken. Zur Herstellung von Core-Shell Photokatalysatoren gibt es verschiedene Verfahren, wie z.B. die Sol-Gel-Methode, die Flammenpyrolyse oder die Nutzung elektrostatischer Kräfte /7–10/. In Bild 4 wird der photokatalytische NO-Abbau von Core-Shell Systemen aus Stöber-Silika-Kernen (\varnothing 430 nm) und Titan-

dioxidschalen von wenigen Nanometern Schichtdicke dargestellt. Der Kern hat auf die photoinduzierten Prozesse an der Oberfläche des Partikels keinen Einfluss, weshalb für diesen ein kostengünstigeres Material, wie Siliziumdioxid gewählt werden kann. Die Beschichtung erfolgte auf Basis der Sol-Gel-Methode. Dadurch war es möglich die Schale direkt auf den Kern aufzutragen zu lassen. Für die Messung wurde ein Pulverprüfling angefertigt. Hierzu wurde das Pulver in eine 100*50 mm Form von 3 mm Tiefe gepresst und ebenfalls in der beschriebenen Messapparatur in Anlehnung an die ISO 22197-1 untersucht. Die Photoneneffizienz betrug in diesem Fall 0,35 % ähnlich wie von P25 (0,4 %). P25 (Degussa) wird aufgrund seiner guten Wirksamkeit oft als Referenz für Photokatalystoren verwendet. Im Gegensatz dazu zeigten unbeschichtete Partikel keinerlei Photoaktivität. Bild 5 stellt Transmissionselektronenmikroskopische Aufnahmen der unbeschichteten und beschichteten Partikel dar. Auf Grundlage dieser Synthesemethode ist es auch möglich Bauzusatzstoffe wie Silikastaub oder Quarzmehl als Kerne für die Beschichtungen zu verwenden. Bild 6 zeigt Beispiele hierfür. Die Photoneneffizienzen solcher Systeme liegen derzeit zwischen 0,3 und 0,6 %. Ziel ist es Core-Shell Partikel aus kostengünstigen Ausgangsstoffen zu synthetisieren, um deren breite Anwendung vor allem in Baustoffen zu ermöglichen und eine wirtschaftliche Alternative zu herkömmlichen Systemen zu schaffen.

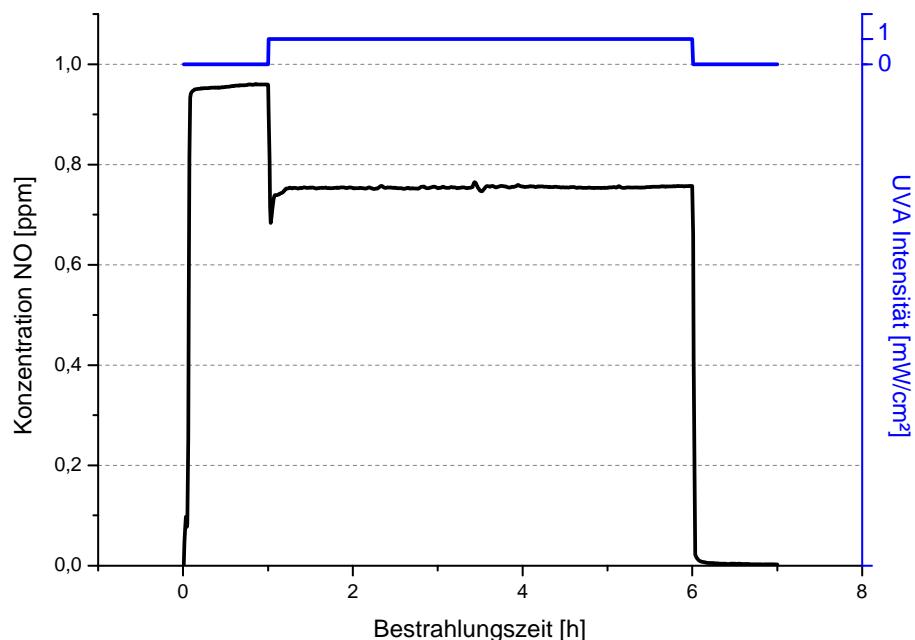


Bild 4: Photokatalytischer NO-Abbau durch Core-Shell Partikel.

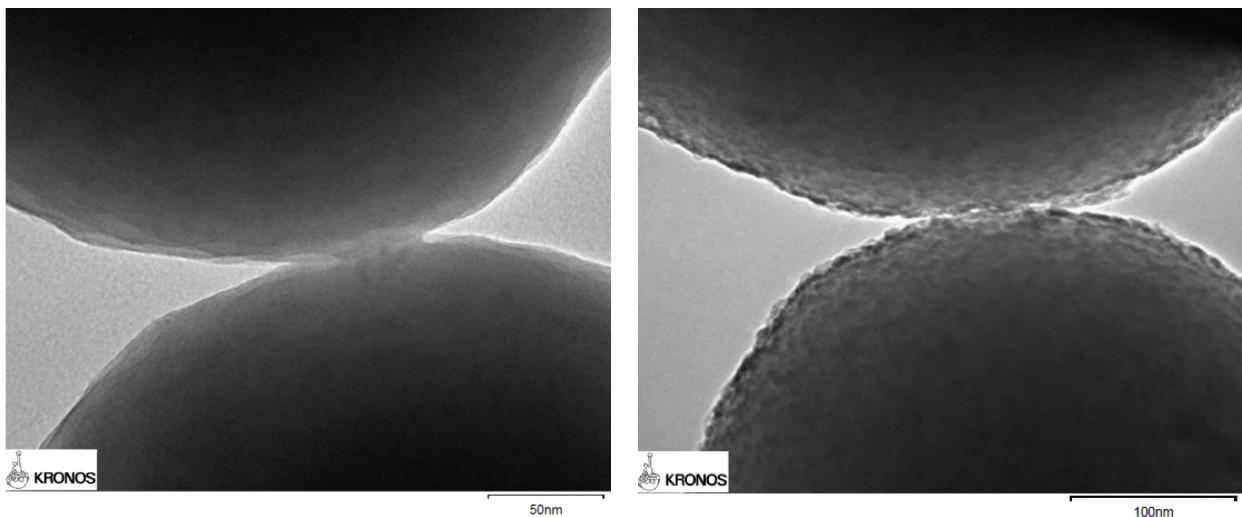


Bild 5: Links: unbeschichtete Stöber-Silika Partikel. Rechts: Core-Shell Partikel aus Stöber-Silika-Kernen und Titandioxidschalen.

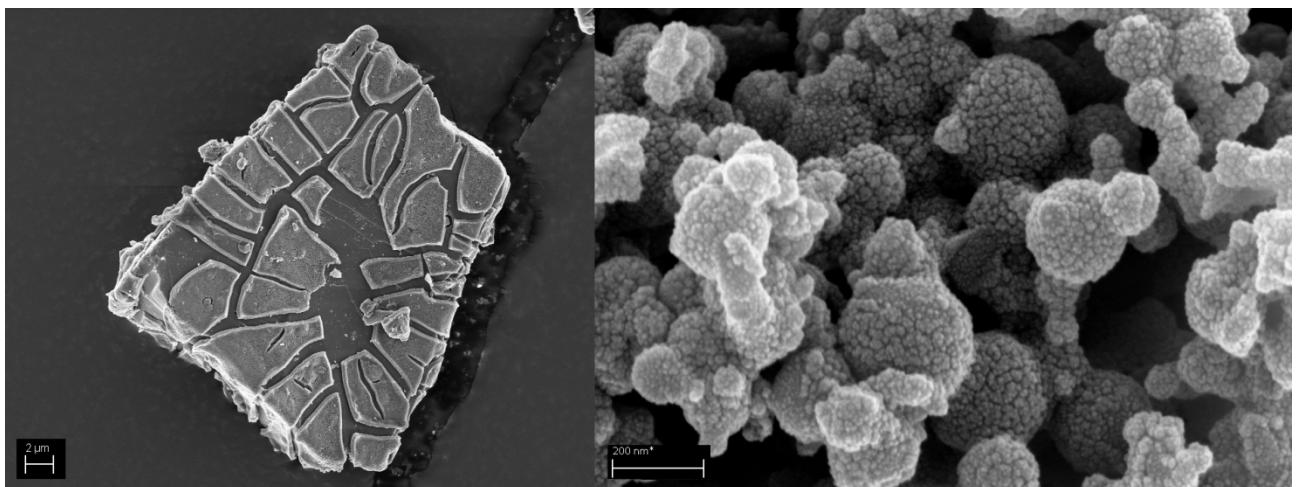


Bild 6: Links: Titandioxid beschichtetes Quarzmehlpartikel Rechts: Titandioxid beschichteter Silikastaub.

4 Zusammenfassung

Die Entwicklung von neuen, weiteren und verbesserten photokatalytischen Materialien, gerade auch im Bereich der Baustoffe, bestätigt die Notwendigkeit von zuverlässigen Methoden zur Bestimmung ihrer Wirksamkeit. Ziel dabei ist es, die verschiedenen Materialien unabhängig voneinander vergleichen und bewerten zu können. Die überwiegende Anzahl der bisher gültigen Normen ist jedoch für keramische Materialien entwickelt wurden und geht nicht auf die speziellen Erfordernisse von Baustoffen mit ihrer hohen Porosität ein, die wiederum zu Problemen führen. Die Ausnahme ist hier die italienische Norm, die den Abbau von Rhodamin B beschreibt. Dies führt jedoch lediglich zu qualitativen Aussagen und ermöglicht keinerlei weitere Bewertung. Der Abbau von Methylenblau in Lösung führt die Probleme, die durch Sorptionsprozesse in porösen Materialien entstehen vor Augen. Die erfolgversprechendste Möglichkeit, die Messung des Abbaus von Stickoxiden, wird weiterhin verfolgt und angepasst, da sie mit den meisten Materialien funktioniert. Auch für photokatalytisch modifizierte Core-Shell Systeme eignet sich diese Methode. Core-Shell Systeme werden derzeit als Alternative zu herkömmlichen Photokatalysatoren getestet. Sie bieten Variationsmöglichkeiten bezüglich Material, Größe und photokatalytischer Beschichtungsdicke.

5 Literatur

- /1/ M. Kaneko, I. Okura, Photocatalysis: Science and Technology, Springer, Berlin, 2002.
- /2/ Umweltbundesamt, Luftbelastungssituation 2010, accessed December 2011.
- /3/ J. Chen, C.S. Poon, Photocatalytic construction and building materials: From fundamentals to applications, Building and Environment 44 (2009) 1899–1906.
- /4/ S. Kamaruddin, D. Stephan, The preparation of silica-titania core-shell particles and their impact as an alternative material to pure nano-titania photocatalysts, Catal Today 161 (2011) 53–58.
- /5/ International Standard ISO 22197-1 Fine ceramis (advanced ceramics, advanced technical ceramics) - Test method for air-purification performance of semiconducting photocatalytic materials, Part 1 - Removal of nitric oxide. 2007.
- /6/ UNI 11259:2008: Determinazione dell'attività photocatalitica di leganti idraulici - Metodo della rodamina. 2008.
- /7/ P. Wilhelm, D. Stephan, On-line tracking of the coating of nanoscaled silica with titania nanoparticles via zeta-potential measurements, J. Colloid Interface Sci. 293 (2006) 88–92.
- /8/ S.T. Hwang, G.R. Jheong, Y.S. Lee, S.B. Ko, Y.S. Byoun, Preparation and characterization of SiO₂/TiO₂ core/shell composite particles using TiO₂ nanoparticles via heterocoagulation in a water system, J Ind Eng Chem 10 (2004) 927–935.
- /9/ Y. Hu, C. Li, F. Gu, Y. Zhao, Facile flame synthesis and photoluminescent properties of core/shell TiO₂/SiO₂ nanoparticles, J Alloy Compd 432 (2007) L5-L9.
- /10/ H. Okada, J. Ida, T. Yoshikawa, T. Matsuyama, H. Yamamoto, Use of the Sol–Gel Method for Titania Coating and the Effect of Support Silica Particle Size, Adv Powder Technol 19 (2008) 39–48.

Kai Amrhein

Wissenschaftlicher Mitarbeiter, Dipl.-NanoSc.
Universität Kassel
Mönchebergstr. 7, 34125 Kassel
kai.amrhein@uni-kassel.de

Forschungsschwerpunkte:

- Photokatalyse



Sameena Kamaruddin

Wissenschaftliche Mitarbeiterin, Dipl.-NanoSc.
Universität Kassel
Mönchebergstr. 7, 34125 Kassel
kamaruddin@uni-kassel.de

Forschungsschwerpunkte:

- Photokatalyse
- Core-Shell-Materialien



Teil 4

Verbund und Verstärkung mit Hochleistungs- werkstoffen

Verbundfestigkeit der Klebefuge bei hybriden Bauteilen aus Holz und Beton unter Berücksichtigung thermisch-hygrischer Beanspruchungen

Dipl.-Ing. Lars Eisenhut

1 Zusammenfassung

Das Zusammenwirken von mechanischer Beanspruchung aus äußerer Last, unterschiedlichem Quell- und Schwindverhalten und unterschiedlicher Temperaturdehnung der Fügepartner bei geklebten Holz-Beton-Verbundkonstruktionen soll experimentell untersucht werden. Auf der Grundlage der Versuchsergebnisse soll ein numerisches Simulationsmodell entwickelt werden, bei dem sowohl die thermisch-hygrischen, als auch die rheologischen Phänomene erfasst werden. Es wird über den aktuellen Stand bei der Entwicklung des numerischen Modells und über die geplanten experimentellen Untersuchungen berichtet.

Der Beitrag wurde textgleich im Tagungsband zum Doktorandenkolloquium "Holzbau Forschung + Praxis" /1/ gedruckt.

2 Einleitung

2.1 Problemstellung

Durch eine Kombination von Holz und Beton sind Konstruktionen mit hoher Tragfähigkeit bei geringem Eigengewicht möglich. Der Einsatz der Klebtechnik zur Fügung der einzelnen Komponenten führt zu einem "starren Verbund" zwischen Holz und Beton. Dadurch wird eine kontinuierliche Übertragung der Schubkräfte erreicht.

Hybridtragwerke aus Holz und Beton werden üblicherweise als "massiver" Verbundkörper oder als Plattenbalken hergestellt. Die Fügepartner Holz und Beton werden im optimalen Fall so angeordnet, dass der Beton entsprechend seiner charakteristischen Eigenschaften auf Druck beansprucht wird und der Holzquerschnitt auf Zug. Holz-Beton-Verbundkonstruktionen sind z.B. als Deckenelemente mittlerer Spannweite, als Dachelemente im Industriebau oder als Brückenbauteile sinnvoll einsetzbar. Bei Brücken übernimmt der Beton neben der Tragwirkung auch die Schutzfunktion für die Holzquerschnitte.

Eine werksmäßige Vorfertigung der Bauteile wirkt sich besonders günstig auf die Bauzeit aus, da der Eintrag von Feuchtigkeit durch Ort beton vermieden werden kann. Durch den sparsamen Materialverbrauch werden die Anforderungen an die Nachhaltigkeit erfüllt.

In Untersuchungen zum Kurzzeittragverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen wurde die Eignung der Klebtechnik für dieses Konstruktionsprinzip bereits nachgewiesen /2/. Die Erkenntnisse zum Langzeittragverhalten hingegen sind sehr lückenhaft. Sowohl die Alterungseffekte des Klebstoffes, als auch die mechanischen Beanspruchungen durch unterschiedliche Temperaturdehnungen und unterschiedliches Quell- und Schwindverhalten bedürfen eingehender Untersuchungen. Für die Einführung geklebter Holz-Beton-Verbundtragwerke in die Baupraxis, wo diese den natürlichen jahreszeitlich und im Tagesverlauf wechselnden Temperatur- und Feuchtebedingungen ausgesetzt werden, sind genaue Kenntnisse dieser Phänomene unabdingbar.

2.2 Forschungsziel

Das Langzeittragverhalten von geklebten Hybridbauteilen aus Holz und Beton soll durch experimentelle und theoretische Untersuchungen abgesichert werden. Die Auswirkung von Eigenspannungen infolge des unterschiedlichen Verhaltens von Holz und Beton bei Temperatur- und Feuchteinwirkung und die rheologischen Phänomene stehen dabei im Fokus.

Ausgehend von kleinformatigen Prüfkörpergeometrien wird ein numerisches Modell entwickelt, mit dem die Überlagerung der mechanischen Beanspruchungen aus der Last mit den thermisch-hygrischen Beanspruchungen abgebildet werden kann. Für die Langzeittragfähigkeit sollen die rheologischen Gesetzmäßigkeiten implementiert werden. Mit diesem Modell sollen verlässliche Vorhersagen für das Tragverhalten beliebiger Geometrien bei variierenden Materialeigenschaften möglich sein. Durch abgesicherte wissenschaftliche

Erkenntnisse zur Dauerhaftigkeit des geklebten Verbundes aus Holz und Beton werden die Grundlagen für eine Einführung der neuartigen Bauweise in die Baupraxis geliefert.

3 Stand der Forschung

3.1 Kurzzeittragverhalten

Grundsätzlich lässt sich ein starrer Verbund zwischen Holz und Beton auf unterschiedliche Weise herstellen: Der frische gießfähige Beton wird auf eine Holzfläche mit Klebstoffsicht aufgebracht, der Beton erhält durch eine Mischung mit Polymeren die Eigenschaft des Klebstoffs oder der Beton wird als Fertigteil nachträglich mit dem Holz verklebt.

Pincus /3/ untersuchte an 13 Vierpunkt-Biegeversuchskörpern mit Spannweiten von 3,70 m bis 4,00 m die Verklebung zur Übertragung der Schubspannungen. Die Bauteile wurden überwiegend mit vorgefertigten Betonplatten hergestellt und nachträglich verklebt. In einigen Fällen wurden die Holzbalken mit einer Klebstoffsicht versehen und der frische Beton von oben aufgebracht. Bei der Mehrzahl der Versuche wurde ein Schubversagen im Beton beobachtet.

Schober und Rautenstrauch /4/ untersuchten die nachträgliche Verstärkung von Holzbalken mit Polymerbeton (Epoxidharz mit mineralischem Zuschlag). Die Verbundfestigkeiten lagen zwischen 4,4 N/mm² und 6,2 N/mm². Bei allen Verbundkörpern wurde ein Schubversagen im Holz festgestellt.

Umfassende experimentelle Untersuchungen zum Kurzzeittragverhalten zwischen Holz und hochfestem bzw. ultrahochfestem faserbewehrtem Beton mit nachträglicher Verklebung wurden von Schäfers /2/, /5/, /6/ durchgeführt. Dabei wurden in kleinmaßstäblichen Scherversuchen das Verbundverhalten von 2K-Epoxidklebstoff, Phenol-Resorcin-Harz und Melamin-Harnstoff-Harz untersucht. Am besten geeignet erwies sich der 2K-Epoxidharzklebstoff aufgrund der hohen Festigkeit und guten Verarbeitbarkeit. Bei der Variation der Oberflächenbehandlung der UHPC-Oberflächen erreichten die Versuchskörper mit Sand gestrahlten bzw. geschliffenen Oberflächen die größten Verbundfestigkeiten. Eine gehobelte Holz-Oberfläche erwies sich als besser geeignet als eine sägeraue Oberfläche. Es war kein signifikanter Einfluss der Klebfugendicken von 0,5 mm - 3,0 mm auf die Scherfestigkeit zu beobachten. Bei radialer Ausrichtung der Jahrringe lag der Mittelwert der Scherfestigkeit um etwa 20% höher als bei einer tangentialen Ausrichtung der Jahrringe. Die Bruchflächen bei den Scherversuchen aus Fichtenholz verliefen nahezu ausschließlich im Holz.

In Verbundversuchen wurde der Einfluss der Verbundlänge auf die Scherfestigkeit untersucht. Bei langen Verbundlängen traten deutliche Nichtlinearitäten beim Verlauf der Relativverschiebungen auf. Die übertragbaren Schubkräfte folgen weitgehend der Theorie des verschieblichen Verbundes und erreichen ab einer bestimmten Länge einen Maximalwert.

Die Messungen der Kraft-Relativverschiebung zwischen Holz und Beton ergaben, dass die Annahme eines "quasi starren" Verbundes gerechtfertigt ist.

An zwei Bauteilversuchskörpern mit Spannweiten von rd. 3,80 m und Π-förmigem Querschnitt wurde das Tragverhalten und das Schwingungsverhalten im Vierpunkt-Biegeversuch bestimmt. Die experimentell ermittelten Spannungsverteilungen über den Querschnitt zeigten eine gute Übereinstimmung zu der Berechnung nach der linearen elastischen Biegetheorie. Daraus wurde abgeleitet, dass das γ-Verfahren nach /7/ unter Annahme eines starren Verbundes ($\gamma = 1$) für die Bemessung verwendet werden kann. Für die Ermittlung der Verbundfestigkeit wird die Schubfestigkeit des Holzes als schwächstem Fügepartner maßgebend.

3.2 Langzeittragverhalten

Unter dem Begriff Langzeitverhalten werden die Einflüsse aus Kriechen, Temperaturänderung sowie Quellen und Schwinden zusammengefasst.

Die grundlegenden Kenntnisse des thermisch-hygrischen Verhaltens von Holz liegen zum Beispiel bei Kollmann /8/ vor. Bei Schänzlin /9/ wird das Langzeittragverhalten von Brettstapel-Beton-Verbunddecken dokumentiert. In den experimentellen Untersuchungen nehmen die Verformungen durch Kriechen und Schwinden innerhalb des ersten Jahres um 120% zu. Das Kriechen von Beton und Holz verläuft unterschiedlich schnell, was zunächst zu einer stärkeren Beanspruchung des Holzes führt. Daher wird von Schänzlin für die Bemessung vorgeschlagen neben den Spannungsverteilungen im Querschnitt zu den Zeitpunkten $t = 0$ und $t = \infty$ auch die Spannungsverteilung im Querschnitt zum Zeitpunkt $t = 3$ bis 7 Jahre zu berücksichtigen. Die nume-

rische Umsetzung der thermisch-hygrischen Grundgleichungen im Zusammenhang mit Tragelementen des Holzbau ist bei Hartnack /10/ dokumentiert.

4 Vorgehensweise

4.1 Ermittlung lokaler Klimadaten für Brückenbauteile in Holz-Beton-Verbundbauweise

Wie bereits beschrieben eignen sich Holz-Beton-Verbundkonstruktionen als Brückentragwerke. Für die Ermittlung der thermisch-hygrischen Beanspruchungen bei diesem Anwendungsfall ist die Erhebung von lokalen Temperatur- und Luftfeuchtigkeitsmesswerten im Makrobereich erforderlich, denn im Allgemeinen werden Temperatur und Luftfeuchtigkeit in einer Höhe von 2,0 m über dem Gelände gemessen. Die für das Holz und die Verbundfuge maßgebende Temperatur und relative Luftfeuchtigkeit wird seit September 2011 unter einer Brücke am Gelände der Universität Kassel in 1,50 m Höhe über dem Wasserstand der Ahna gemessen und mit den Daten der Wetterstation am Universitätsgelände verglichen. In Bild 1 sind die Daten exemplarisch für den Zeitraum vom 01.12.2011 bis 07.12.2011 dargestellt. Grundsätzlich sind die lokalen Extremwerte der Temperatur und der relativen Luftfeuchtigkeit unter der Brücke geringer als an der Wetterstation. Die Daten sollen über einen Zeitraum von zwei Jahren erfasst und ausgewertet werden. Es zeichnet sich eine klare Tendenz zu "gedämpften" Feuchte- und Temperaturwerten ab.

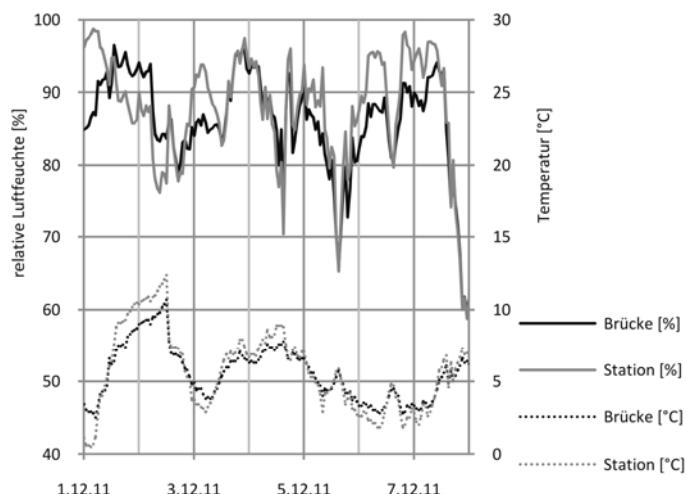


Bild 1: Temperatur und relative Luftfeuchtigkeit auf dem Gelände der Universität Kassel a) unterhalb der Brücke über die Ahna und b) an der benachbarten Wetterstation.

4.2 Experimentelle Untersuchungen und Schnittstellen zur numerischen Simulation

In experimentellen Untersuchungen unterschiedlicher Skalen sollen die Einflüsse von Temperaturschwankungen und Feuchteänderung auf das Verhalten der geklebten Verbundfuge zwischen Holz und Beton bestimmt werden. Begleitend zu den experimentellen Untersuchungen werden numerische Modelle entwickelt, die mit dem Fortgang der Untersuchungen sukzessive erweitert und validiert werden (vgl. Bild 3).

An Verbundkörpern (vgl. Bild 2b) mit den Abmessungen $l/b/h = 300/50/90$ mm werden die Dehnungen des Betons und des Holzes im Bereich der Verbundfuge infolge von Temperatur- und Feuchteänderung bestimmt. Im Holz wird die Änderung der Holzfeuchte kontinuierlich messtechnisch erfasst. Mit dem kommerziellen Programm Delphin /11/ -zur Simulation für den gekoppelten Wärme- und Feuchtetransport- wird ein numerisches Modell zur Bestimmung der Temperatur- und Feuchteverteilung entwickelt und an den Messdaten validiert.

Für die Berechnung der Eigenspannungen aus dem unterschiedlichen Quell- und Schwindverhalten sowie der unterschiedlichen Temperaturdehnung von Holz-, Beton und Klebstoff, sowie der inhomogenen Feuchteverteilung im Querschnitt wird ein Rechenmodell mit Hilfe des kommerziellen Finite-Elemente-Programm ABAQUS /12/ entwickelt, in das die Daten aus der thermisch-hygrischen Simulationsrechnung eingelesen werden.

An den Verbundversuchskörpern werden die Bruchkraft des Verbundes, die Dehnungen in den Fügepartnern Holz und Beton sowie die Relativverschiebung zwischen Holz und Beton bei Kurzzeit- und bei Langzeitbeanspruchung gemessen. Verbundversuche mit Langzeitbeanspruchung unter künstlichen Wechselklimabedingungen sind auf eine Zeitdauer von 50 Wochen angelegt. Anfangs werden die Bruchkräfte in kurzen, später in größeren Abständen ermittelt. In begleitenden Scherversuchen mit den Abmessungen $l/b/h = 60/40/40$ mm (vgl. Bild 2a) werden Tendenzen hinsichtlich der Einflüsse thermisch-hygrischer Beanspruchung des Verbundes regelmäßig überprüft und so die Zeitpunkte für den nächsten im Vergleich zum Scher- versuch aufwendigeren Verbundversuch genau bestimmt.

Auf der Grundlage der Verbundversuche mit Kurzzeitbelastung wird ein numerisches Modell zur Bestimmung des Tragverhaltens entwickelt. Im Anschluss werden die thermisch-hygrischen Beanspruchungen mit der Beanspruchung aus der Last überlagert.

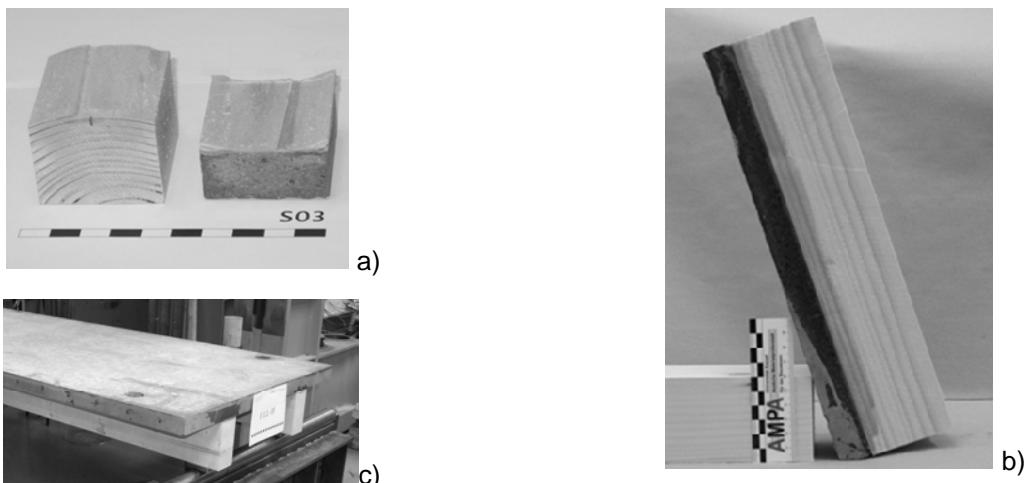


Bild 2: Drei Skalen für die experimentellen Untersuchungen a) Scherkörper, b) Verbundkörper, c) Bauteile aus /2/.

Durch die Anwendung des Kohäsivzonenmodells sollen die bruchmechanisch erklärbaren Phänomene beim Versagen des Verbundes abgebildet werden und letztendlich die Tragfähigkeit der Verbundfuge bestimmt werden. Die rheologischen Phänomene sollen dabei berücksichtigt werden. Zur Validierung des Langzeitmodells werden die experimentell ermittelten Daten der Verbundversuche herangezogen.

Das so entwickelte Modell wird mit dem Verformungsverhalten der Bauteilversuchskörper mit Π -Querschnitt (vgl. Bild 2c) und einer Spannweite von 4,00 m abgeglichen. Diese werden für den Zeitraum von etwa zwei Jahren im Außenbereich über ein Gewässer ausgelagert. Mit der numerischen Simulation kann auf das Tragverhalten der Bauteilversuchskörper bei der abschließenden Bestimmung der Traglast geschlossen werden. Eine schematische Darstellung der gewählten Methodik zeigt Bild 3.

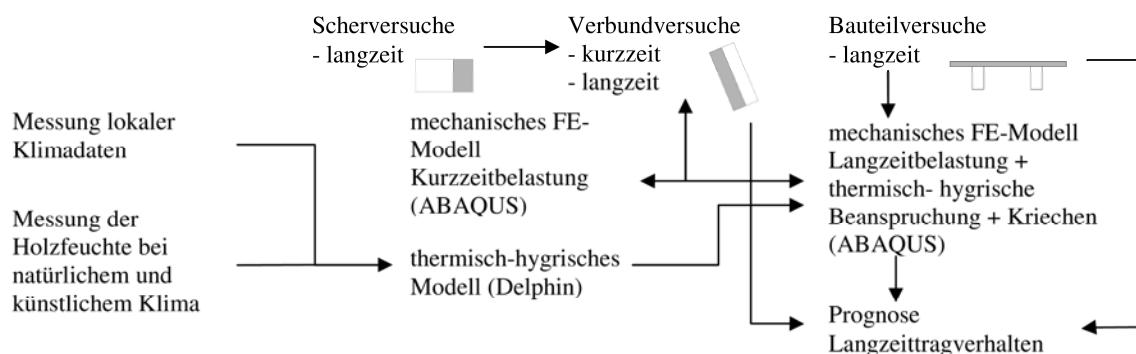


Bild 3: Darstellung der gewählten Methodik.

4.3 Entwicklung des numerischen Modells zur Bestimmung des Langzeittragverhaltens

Auf der Grundlage der Verbundversuche (vgl. Bild 4) mit Kurzzeitbeanspruchung aus /2/ wurde ein numerisches Modell zur Bestimmung der Bruchkräfte mit dem kommerziellen Programm ABAQUS /12/ entwickelt. Dabei wurde die Struktur mit den Verbundlängen $l_v = 150$ mm, $l_v = 200$ mm, $l_v = 300$ mm und $l_v = 400$ mm unter Ausnutzung der Symmetrie in y- und z- Richtung diskretisiert (vgl. Bild 5).

Die aus Brettschichtholz mit Lamellen aus Fichte und UHPC hergestellten Verbundkörper versagten im Versuch nahezu ausschließlich im Holz. Das spröde Entfestigungsverhalten von Holz infolge von Querzug- und Schubbeanspruchung kann mit Hilfe einer dünnen Kohäsivzone entlang des zu erwartenden Risspfades beschrieben werden /13/. Im Modell wurden 1 mm tiefe dreidimensionale Kohäsivelemente mit 8 Knoten vom Typ COH3D8 zwischen Holz und Klebstoff angeordnet.

Die Lasteinleitungsplatte, die UHPC-Platte, Klebschicht und Holz bestehen aus 3D-Volumenelementen des Typs C3D8R mit 8 Knoten und reduzierter Integration.

Das Modell mit der Verbundlänge $l_v = 150$ mm besteht aus 14.017 Elementen und 52.476 Freiheitsgraden. Im Modell mit $l_v = 400$ mm Verbundlänge sind 23.093 Elemente mit 84.072 Freiheitsgrade implementiert. Die Kantenlänge der Elemente des oberen Holzteiles beträgt von 8,9 mm bis 11,1 mm. Die Kantenlänge der Elemente der UHPC-Platte und des unteren Holzteils beträgt 5 mm. Elementhöhe und Elementbreite in der Klebstoffsicht sind auf das Netz der Fügepartner abgestimmt. Die Dicke der Klebstoffsicht beträgt 1,5 mm. Für den Stahl, den UHPC und den Klebstoff wurden isotrope Materialgesetze verwendet. Beim Holz wurde auf ein transversal isotropen Materialansatz zurückgegriffen (vgl. Tab. 1).



Bild 4: Verbundversuchsaufbau mit Brettschichtholz und UHPC mit Kurzzeitbeanspruchung aus /2/

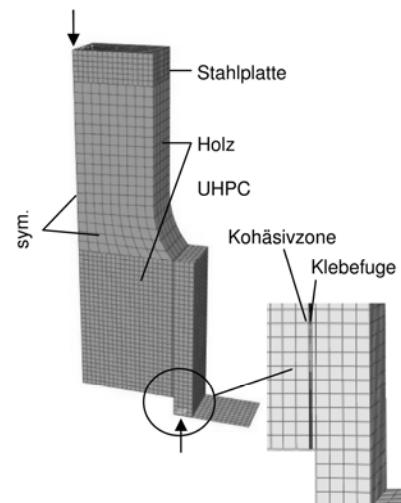


Bild 5: FE-Diskretisierung eines Verbundes mit Kohäsivschicht zwischen Holz und Klebstoffsicht; $l_v = 150$ mm

Die Gleitfläche, auf der eine Horizontalverschiebung in z-Richtung infolge der Exzentrizität der einwirkenden Last und der Lagerreaktion entsteht, wurde mit Starrkörper-Elementen vom Typ R3D4 mit vier Knoten diskretisiert.

Zwischen der Unterseite der UHPC-Platte und der Gleitfläche wurde eine Kontaktbedingung in tangentialer Richtung formuliert, die das Gleiten der UHPC-Platte unter Berücksichtigung der Reibung zulässt. Als Reibungsbewert zwischen UHPC und Stahlplatte wurde 0,5 angesetzt. Parallel zur Lastrichtung wurde ein Druckkontakt formuliert. Die Übertragung von Zugkräften ist ausgeschlossen. Zwischen UHPC-Platte und Klebstoff sowie zwischen Lasteinleitungsplatte und oberer Holzgeometrie und zwischen oberer Holzgeometrie und unterer Holzgeometrie wurden Kontaktformulierungen mit starrer Kopplung aller Freiheitsgrade definiert. Der untere Holzteil, die Kohäsivzone und die Klebschicht bestehen aus einer Einheit mit einer Materialformulierung für jede Schicht. Eine Kontaktformulierung ist hier nicht erforderlich.

Das Verhalten der Kohäsivelemente kann in drei Phasen unterschieden werden: Auf anfangs linear-elastisches Verhalten bis zum Erreichen des Festigkeitskriteriums folgt der Entfestigungsprozess durch

Energiedissipation bis zum vollständigen Verlust der Steifigkeit (vgl. Bild 6). Dieser Prozess folgt im Prinzip dem realen Bruchprozess bei der Entstehung neuer Oberflächen durch Materialtrennung. Die Entfestigung in Modus I entsteht infolge einer Zugbeanspruchung rechtwinklig zur Faser. Bei Druckbeanspruchung verhalten sich die Elemente weiterhin linear elastisch.

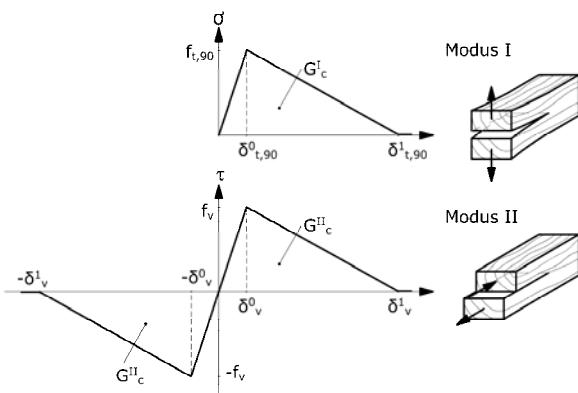


Bild 6: Kohäsivgesetz in Modus I und Modus II

Die zur Beschreibung des Kohäsivverhaltens maßgebenden Parameter für das Brettschichtholz aus Fichte sind die Querzug- und die Schubfestigkeit des Holzes, die Bruchenergie in Modus I und Modus II sowie der E-Modul in Radialrichtung und der Schubmodul in Längs-Radial-Ebene (vgl. Tab. 1 und Tab. 2). Die elstischen Materialeigenschaften von Holz, UHPC, Klebstoff und Stahl sind in Tab. 2 und Tab. 3 dokumentiert.

Tabelle 1: Den Versagensprozess bestimmende Materialparameter in der Kohäsivzone

Parameter	$f_{t,90}$ [N/mm ²]	f_v	G_c^I [N/mm]	G_c^{II}
Wert	3,4	6,0	0,3	var.

Tabelle 2: Elastische Materialeigenschaften des Holzes

Parameter	E_l [N/mm ²]	$E_r = E_t$ [N/mm ²]	$\nu_{lr} = \nu_{lt}$ [-]	ν_{rt}	$G_{lr} = G_{lt}$ [N/mm ²]	G_{rt}
Holz	13.200	600	0,45	0,24	700	40

Tabelle 3: Elastische Materialeigenschaften des UHPC, des Klebstoffs und des Stahls

Parameter	E [N/mm ²]	ν [-]
UHPC	50.000	0,2
Klebstoff	3.800	0,4
Stahl	210.000	0,3

Das Versagen des Verbundmodells erfolgt durch eine Interaktion von Querzugbeanspruchung in Modus I und Schubbeanspruchung in Modus II. Im Rahmen der Validierung des Modells wurde eine Parameterstudie der Bruchenergie in Modus II an Modellen mit Verbundlängen von $l_v = 150$ mm und $l_v = 300$ mm durchgeführt. Wie in Bild 7 zu erkennen, werden die experimentell ermittelten Bruchlasten am besten mit einer Bruchenergie in Modus II von $G^{II} = 0,1$ N/mm angenähert.

Dieser Wert erscheint jedoch im Vergleich zu den in der Literatur /14/ beschriebenen Bruchenergien mit $G^{II} = 0,56$ N/mm bis etwa $G^{II} = 1,0$ N/mm zu gering. Für die weiteren Berechnungen wurde daher $G^{II} = 0,4$ N/mm angesetzt, was allgemein zu einer Überschätzung der experimentell ermittelten Bruchlasten von etwa 40% bei der Verbundlänge $l_v = 150$ mm bis etwa 50% bei einer Verbundlänge von $l_v = 300$ mm führt (vgl. Bild 8). Der nicht lineare Zusammenhang zwischen Verbundlänge und Bruchkraft wird vom Modell gut erfasst.

Die experimentellen und numerischen Untersuchungen machen deutlich, dass die Überlagerung von Querzugspannungen und Schubspannungen insbesondere bei kurzen Verbundlängen beim symmetrischen Verbundkörper (vgl. Bild 4) zur Reduktion der Verbundtragfähigkeit führt.

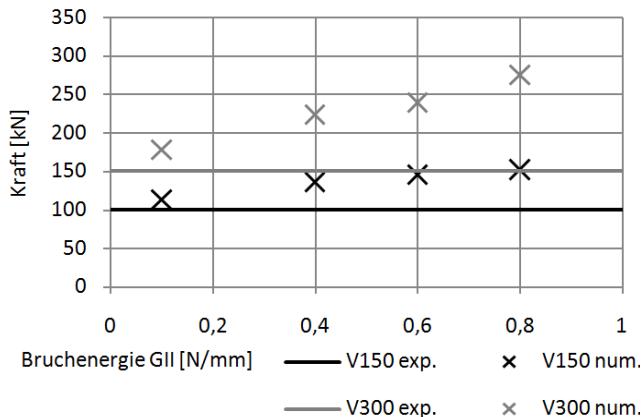


Bild 7: Numerisch bestimmte Bruchlasten unter Variation von G^{\parallel} im Vergleich zu den experimentell ermittelten Bruchlasten für die Verbundlängen $l_v = 150$ mm und $l_v = 300$ mm.

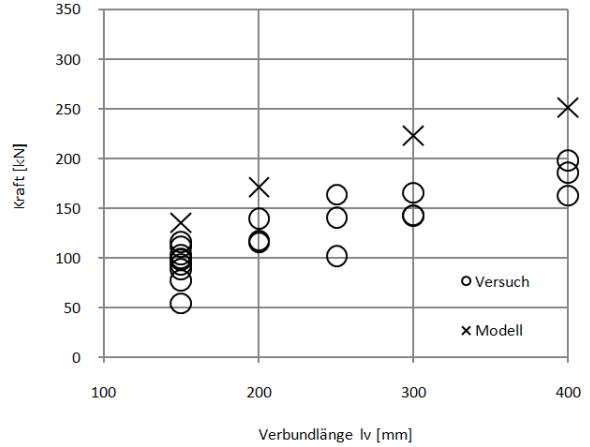


Bild 8: Experimentelle und numerische Bruchlasten der Verbundversuche für die Verbundlängen $l_v = 150$ mm; 200 mm; 300 mm und 400 mm.

Um den Einfluss der Querzugsspannungen weitestgehend zu vermeiden, wurde deshalb ein Versuchsaufbau in Anlehnung an den Versuchsaufbau zur Bestimmung der Scherfestigkeit von Vollholz in Faserrichtung nach DIN EN 408 /15/ konzipiert (vgl. Bild 3 und Bild 9), der in ähnlicher Form auch von Feix et al. /16/ für Abscherversuche von Betonnocken verwendet wurde. Die Neigung des Probekörpers beträgt 14° analog zu DIN EN 408. Die Dicke der Betonschicht beträgt 50 mm. Mit dieser Versuchsgeometrie können bei Berücksichtigung des Verhältnisses von Betonplattendicke zu Größtkorn von 1:3 Betone mit einem Betonzuschlag bis 16 mm Größtkorndurchmesser verwendet werden.

Die Last wird weggesteuert in den am Holz aufgeklebten Stahlwinkel eingeleitet. Der obere Schenkel des Stahlwinkels sorgt für ein Versagen des Probekörpers an der Verbundfuge. Die Betonfestigkeit und die Scherfestigkeit des Klebstoffs werden so ausgelegt, dass rechnerisch ein Versagen des Holzes eintritt.

Der Betonquerschnitt wird auf einen Stahllagerblock verklebt und auf die in zwei Richtungen bewegliche untere Kalotte aufgestellt. Die in der Fuge zwischen Stahllagerblock und unterer Kalotte aus geringen unvermeidbaren geometrischen Ungenauigkeiten entstehenden Horizontalkräfte werden durch Reibung abgetragen.

4.4 Schlussfolgerung und Ausblick

Es wurde gezeigt, dass das numerische Modell mit einer Schicht aus kohäsiven Elementen zur Eingrenzung der Bruchlasten der Verbundversuche mit Kurzzeitbeanspruchung geeignet ist und deshalb eine sinnvolle Hilfe bei der Festlegung weiterer Versuchsaufbauten und Versuchsparameter darstellt. Es sind noch Verbesserungen bei der Genauigkeit der Ergebnisse erforderlich. Diese sollen im Lauf der numerischen Untersuchungen mit der weiterentwickelten Verbundkörpergeometrie erreicht werden. Daran anschließend wird das Modell parallel zum Fortgang der experimentellen Untersuchungen mit den Simulationsroutinen für die thermisch-hygrischen Beanspruchungen und die rheologischen Phänomene erweitert, um eine Langzeitprognose für das Verbundverhalten von geklebten Hybridbauteilen aus Holz und Beton abzugeben. Die zuverlässige Prognose des Langzeitverhaltens wird durch die experimentellen Untersuchungen in unterschiedlichen Skalen abgesichert werden.

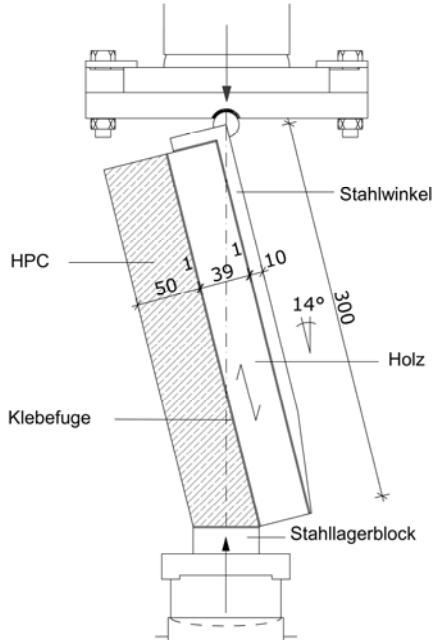


Bild 9: Versuchsaufbau zur Bestimmung der Verbundfestigkeit (Breite des Versuchskörpers b = 50 mm)

5 Literatur

- /1/ Kuhlmann U., Brühl F.: "Holzbau Forschung und Praxis", Tagungsband zum Doktorandenkolloquium, Universität Stuttgart, März 12-13, 2012.
- /2/ Schäfers M.: Entwicklung von hybriden Bauteilen aus Holz und hochfesten bzw. ultra-hochfesten Betonen - Experimentelle und theoretische Untersuchungen, Dissertation, Universität Kassel, 2010.
- /3/ Pincus G., "Behaviour of Wood-Concrete Composite Beams", Journal of the Structural Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, 1970, S. 2009-2019.
- /4/ Schober K-U., Rautenstrauch K.: "Upgrading and Repair of Timber Structures with Polymer Concrete Facing and Strengthening", In: proceedings WCTE 2006 - 9th Conference on Timber Engineering, Portland, OR, USA, August 6-10, 2006.
- /5/ Schäfers M., Seim, W.: "Investigation on bonding between timber and ultra-high performance concrete (UHPC)", Construction and Building Materials, Vol. 25, 2011, pp. 3078-3088.
- /6/ Schäfers M., Seim, W.: "Geklebte Verbundbauteile aus Holz und hoch- bzw. ultrahochfesten Betonen", Bautechnik, Band 88, 2011, S. 165-176.
- /7/ DIN 1052. Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken - Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau. 2008-12.
- /8/ Kollmann, F.: "Neues zur Anisotropie der Schwindung und Quellung von Holz", Holz als Roh- und Werkstoff, Band 39, 1981, S. 357-360.
- /9/ Schänzlin, J.: Zum Langzeitverhalten von Brettstapel-Beton-Verbunddecken, Dissertation, Universität Stuttgart, 2003.
- /10/ Hartnack, R.: Langzeitverhalten von druckbeanspruchten Bauteilen aus Holz, Dissertation, Bauhaus-Universität Weimar, 2004.
- /11/ DELPHIN Version 5.6.5, Simulationsprogramm für den gekoppelten Wärme-, Feuchte-, und Stofftransport, Institut für Bauklimatik, TU Dresden, 2011.
- /12/ ABAQUS version 6.10, Finite-Element Software, Dassault Systèmes Simulia Corp., Providence, RI, USA, 2010.
- /13/ Seim W., Koch H., Eisenhut L.: "The tapered tenon – experimental research and numerical modelling", In: proceedings WCTE 2012 - 12th Conference on Timber Engineering, Auckland, New Zealand, July 16-19, 2012.

- /14/ Aicher S., Boström L., Gierl M., Kretschmann D., Valentin G.: "Determination of fracture energy of wood in mode II", Technical Report – RILEM TC 133, Swedish National Testing and Research Institute, 1997.
- /15/ DIN EN 408. Holzbauwerke – Bauholz für tragende Zwecke und Brettschichtholz – Bestimmung einiger physikalischer und mechanischer Eigenschaften. 2010-12.
- /16/ Feix J., Fleck D., Meixner G., Thaler T.: "Entwicklung eines getrennt vorgefertigten Holz-Beton-Verbund Deckensystems", Bauingenieur, Band 85, 2010, S. 141 - 149.

Lars Eisenhut

Wissenschaftlicher Mitarbeiter
Universität Kassel
Fachgebiet Bauwerkserhaltung und Holzbau
Kurt-Wolters-Straße 3
34125 Kassel
l.eisenhut@t-online.de

Forschungsschwerpunkte:
- Hybride Bauteile aus Holz und Beton
- formschlüssige Verbindungen



Verstärkung von Stahlbetonträgern unter Nutzung ultrahochfesten Betons (UHPC)

Majed Alkhoury, Ekkehard Fehling

Zur Verstärkung und zur Sanierung bestehender Bauwerke und Bauteile sind verschiedene Methoden, wie z. B. Anbringen zusätzlicher Stahlprofile, Kleben von Stahl-, CFK- oder GFK-Lamellen, üblich. Darüber hinaus kommen Querschnittsergänzungen aus bewehrtem Beton, oft hergestellt in Spritzbetonbauweise, zur Anwendung. Als eine Alternative zu diesen konventionellen Methoden ist der Einsatz dünner Schichten aus faserbewehrtem Ultrahochleistungsbeton möglich. Es soll hier über eine experimentelle Untersuchung dieses Ansatzes im Hinblick auf die Verstärkung von Balken mit Plattenbalkenquerschnitt berichtet werden, die neben den eigentlichen Versuchen an verstärkten und unverstärkten Balken auch Vorversuche zur Ermittlung der Verarbeitbarkeit des Frischbetons und des Verbundverhaltens zwischen Altbeton und Verstärkungsschicht umfasst.

1 Einleitung

1.1 Standard-Methoden zur Verstärkung von Stahlbetonkonstruktionen

Die Sanierung beziehungsweise Verstärkung erfolgt üblicherweise durch

- Anbringen zusätzlicher Stahlprofile,
- zusätzliche bewehrte Betonschichten aus Spritzbeton oder in konventioneller Schalung,
- Klebearmierung aus CFK- oder GFK-Lamellen.

Während der Einsatz von zusätzlichen Stahlbauteilen zumeist eine Abdeckung aus architektonischen- oder Brandschutzgründen benötigt, bedeutet eine bewehrte Beschichtung aus Stahlbeton oft eine spürbare Vergrößerung der Querschnittsabmessungen. Geklebte Verstärkungslamellen erfordern sorgfältige Planung im Hinblick auf das Verbund- und Verankerungsverhalten. So können schräg zur Lamelle verlaufende Risse Probleme im Hinblick auf das anisotrope und spröde Verhalten derartiger Faserlaminate zur Folge haben. Daher können Beschichtungen aus duktilem faserbewehrten Ultrahochleistungsbeton eine interessante Alternative darstellen.

1.2 Ultrahochleistungsbeton (Ultra High Performance Concrete, UHPC)

Als UHPC wird Beton mit einer Druckfestigkeit von über 150 MPa bezeichnet. Derartig hohe Festigkeit kann in erster Linie durch die Optimierung der Packungsdichte, die Begrenzung des Wasser-Zement-Werts, Verwendung von Superverflüssigern und den Einsatz von Silikastaub (Mikro- und Nanosilika) sowie von weiteren Feinstoffen erreicht werden. Eine Zementsteinmatrix mit extrem hoher Festigkeit neigt jedoch zu sprödem Verhalten. Durch die Beimischung von Fasern- oder Fasercocktails kann jedoch gutmütiges und duktiles Verhalten erzielt werden. Bild 1 zeigt schematisch den Einfluss von Faserbewehrung auf die Spannungs-Dehnungs-Linie bei Druckbeanspruchung und das Spannungs-Rissöffnungs-Verhalten bei einaxialem Zug.

Durch Verwendung ausreichend hoher Fasergehalte kann die Zugfestigkeit des Kompositmaterials deutlich über die Zugfestigkeit der Matrix hinaus gesteigert werden, welche üblicherweise im Bereich zwischen rund $f_{ct} = 8$ bis 10 MPa für Druckfestigkeiten zwischen $f_c = 150$ bis 200 MPa erwartet werden kann.

Die Zugtragfähigkeit kann durch stabförmige Bewehrung weiter gesteigert werden. Ultrahochfester Faserbeton (UHPC) kann damit wegen seiner hohen Festigkeit mit wesentlich geringeren Querschnittsdicken als bei Verwendung von normalfestem Beton (NFB) ausgeführt werden. Durch seine hohe Gefügedichtigkeit verfügt er darüber hinaus über einen wesentlich höheren Widerstand gegen das Eindringen von Flüssigkeiten und Gasen, was eine weitere wichtige Voraussetzung für die Reduktion der Betondeckung und der Dicke der Verstärkungsschicht darstellt.

Durch Untersuchungen verschiedener Autoren konnte nachgewiesen werden /2/, /7/, /8/, dass ein extrem guter Verbund zwischen Normalbeton und UHPC erreicht werden kann, wenn die Oberfläche des Bauteils aus normalfestem Beton durch Sandstrahlen oder Hochdruckwasserstrahlen vorbereitet wird. Damit kann weitgehend ohne Verbundbewehrung monolithisches Verhalten von UHPC-beschichteten Stahlbetonbauteilen sichergestellt werden.

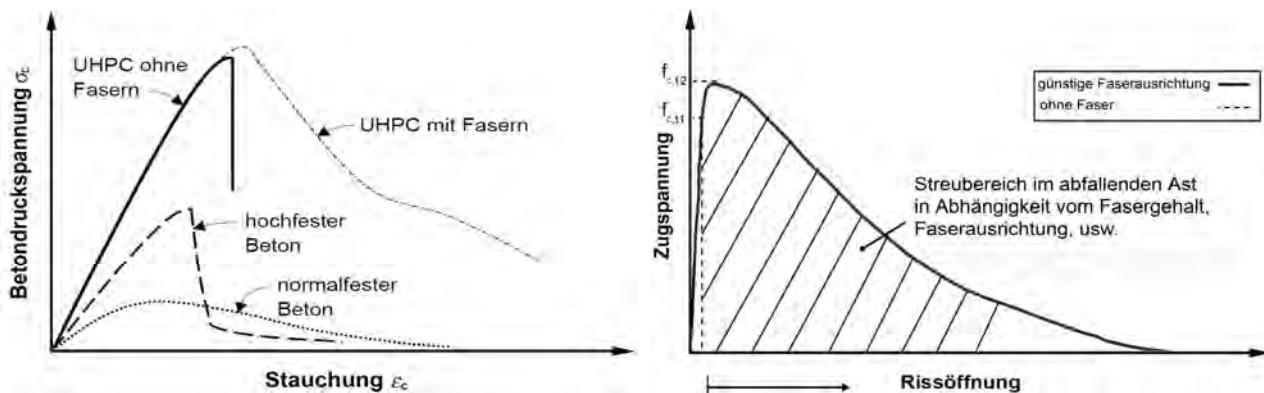


Bild 1: Einaxiales Spannungs-Dehnungs-Diagramm bei Druckbeanspruchung (links) /9/ und Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung bei Zugbelastung für UHPC (rechts) /10/.

2 Experimentelle Untersuchungen

2.1 Vorbereitende Versuche

Verschiedene Serien vorbereitender Versuche wurden durchgeführt, um die Fließfähigkeit von faserbewehrtem UHPC in dünnen Querschnitten mit Durchflussbehinderung durch Stabbewehrung sowie das Verbundverhalten mit dem Altbeton zu untersuchen.

Die Fließfähigkeitsversuche zeigten, dass UHPC trotz Faserzugabe von 0,9 Vol.-% in 40 mm dicken Kanälen fließen kann, obwohl dort 25 mm dicke Bewehrungsstäbe eingebaut waren (s. Bild 2). Es konnte auch gezeigt werden, dass Lufteinschlüsse dann zielsicher vermieden werden können, wenn die Fließrichtung beim Betonieren konsequent von einer und nicht von zwei Seiten gewählt wird.

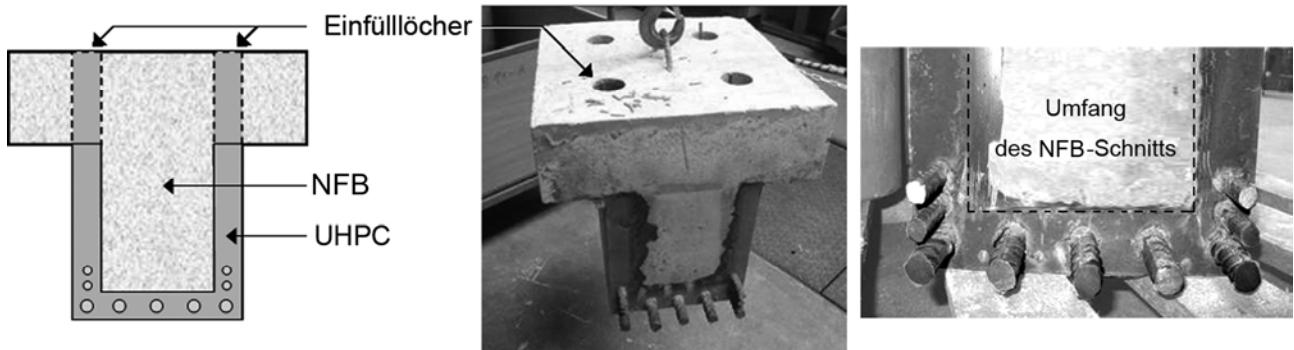


Bild 2: Fließfähigkeitsversuch

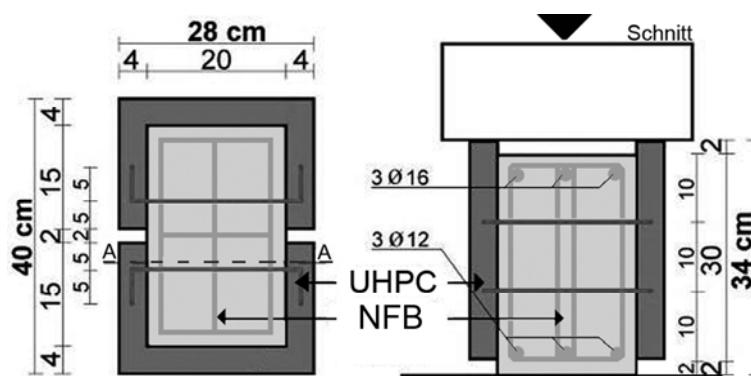


Bild 3: Push-Out-Versuche

Zur Charakterisierung des Verbundverhaltens zwischen normalfestem Beton (zu verstärkendes Bauteil) und UHPC wurden Push-Out-Versuche durchgeführt, sowohl mit als auch ohne Verbundbewehrung. Der Versuchsaufbau ist in Bild 3 dargestellt.

2.2 Balkenversuche zur Verstärkung auf Biegung

Die Untersuchungen erfolgten für zwei verschiedene Bewehrungsgrade der Biegezugbewehrung. Um die Verstärkungswirkung eindeutig zeigen zu können, wurden zum Vergleich Balken ohne Verstärkung aber mit ansonsten gleichen Parametern im Versuch zu Bruch gefahren. Alle Versuchskörper bestanden aus Plattenbalkenquerschnitten mit 36 cm statischer Höhe und 20 cm Stegdicke. Die Beschichtung zur Verstärkung wurde auf den unteren Teil der Biegezugzone beschränkt, so dass sie nicht die gesamte Steghöhe überdecken musste. Die Herstellung erfolgte durch Pumpen in eine konventionelle Schalung. Während die Betonfestigkeit des Altbetons ca. $f_c = 20$ MPa betrug, wurde für den Beton der UHPC-Schicht ein Wert von 177 MPa ermittelt.

Alle Balken dieser Serie zeigten Biegezugversagen. Bild 4 zeigt eine Übersicht der erreichten Werte. Der Betonteil aus normalfestem Beton der Balken 1 und 2 war mit 3 Ø 14 mm, Balken 3 und 4 mit 3 Ø 20 mm als Längsbewehrung bewehrt. Die Bewehrung in der Verstärkungsschicht bei den Balken 2 und 4 war identisch bewehrt mit 5 Ø 10 mm.

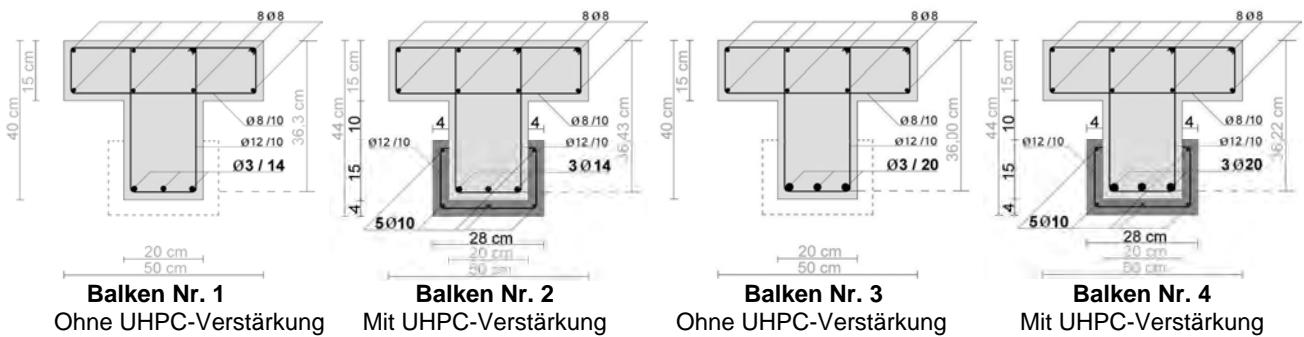


Bild 4: Querschnitte für Balkenversuche mit Biegebeanspruchung

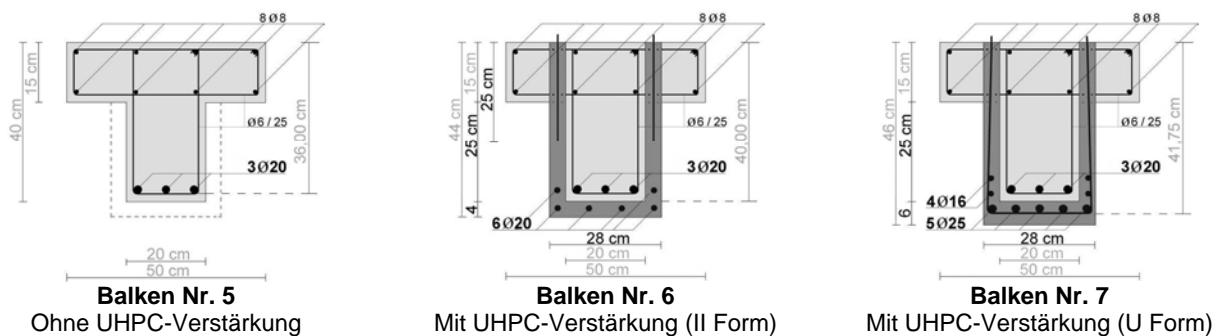


Bild 5: Querschnitte für Balken 5, 6 und 7

2.3 Balkenversuche zur Verstärkung gegen Querkraftversagen

In einer zweiten Serie wurden Balken untersucht, die so bemessen waren, dass sie auf Querkraftversagen mussten. Hier war die Verstärkungsschicht so ausgebildet, dass sie über die volle Steghöhe reichte. Um die Verankerung der vertikalen Stegbewehrung in der Druckzone zu ermöglichen, wurden Bohrlöcher mit 40 mm Durchmesser in den Oberflansch gebohrt. Während Balken 7 über eine bügelartige Stegbewehrung verfügte, hatte Balken 6 lediglich kurze Stäbe, um die an der Stegseite befindliche UHPC-Schicht an die Druckzone anzuschließen und zu verdübeln. Querschnitt und Bewehrung der Versuchskörper können Bild 5 entnommen werden. Eine detaillierte Beschreibung des Versuchprogramms und der Ergebnisse kann /1/ entnommen werden.

3 Versuchsergebnisse

3.1 Vorbereitende Versuche

Die durchgeführten Push-Out-Versuche zeigten praktisch linear elastisches Verhalten bis zum Beginn entfestigenden Schlupfverhaltens. Die maximal erreichte mittlere Schubspannung betrug 4,3 bis 6,2 MPa. Dieser Wert überschreitet die Zugfestigkeit des normalfesten Betons des zu verstärkenden Querschnittsteils deutlich. Im Bereich bis zu 2 mm Schlupf ist ein deutlicher Spannungsabfall zu verzeichnen.

Dank des Vorhandensein einer die Verbundfuge kreuzenden Verbundbewehrung (4 Ø 10 mm), konnte eine Schubspannung auf dem Niveau von rund 1,5 bis 2,5 MPa gehalten werden, wie Bild 7 veranschaulicht.

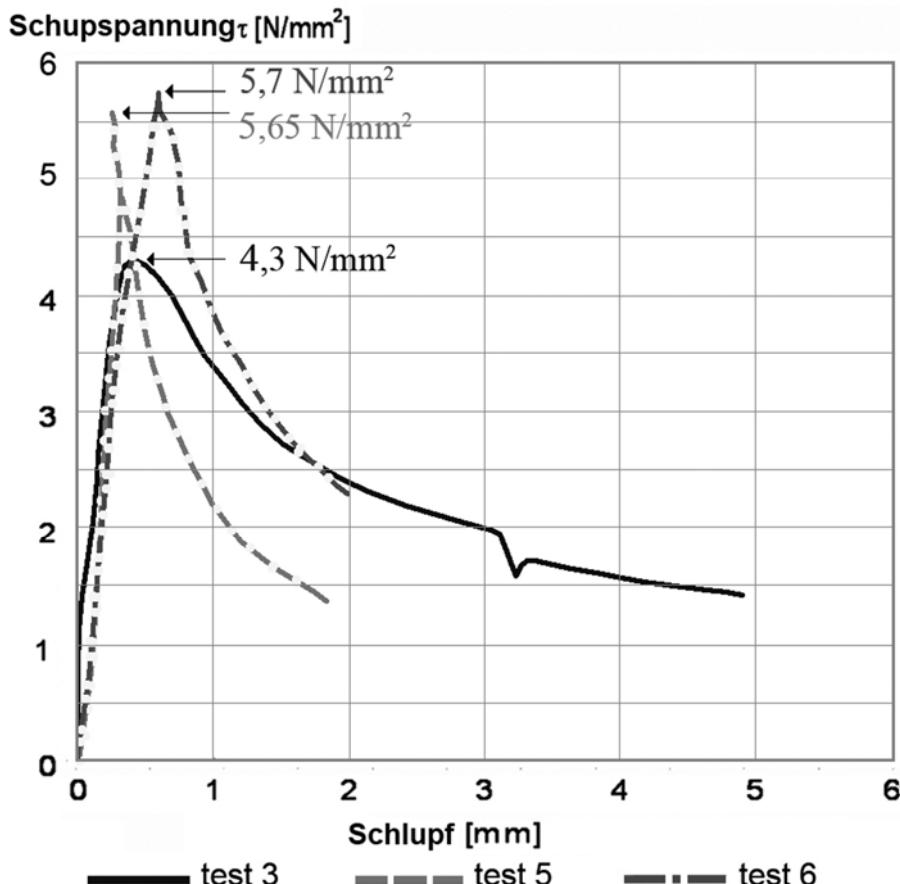


Bild 7: Schubspannungs-Schlupf-Beziehung gemäß Ergebnissen der Push-Out-Versuche

3.2 Hauptversuche

3.2.1 Ergebnisse der Versuche mit Biegeversagen

Die Kraft-Verformungs-Diagramme für die Versuche mit Biegeversagen sind in Bild 8 und 9 dargestellt. Aus Bild 8 ist ersichtlich, dass eine deutliche Steigerung der Biegetragfähigkeit möglich gewesen ist. Bei ca. 20 mm Verformung fällt die aufbringbare Kraft auf ein niedrigeres Niveau ab, jedoch immer noch über der Referenzprobe ohne Verstärkung (Balken Nr. 1). Dabei wurde das Versagen von 2 der 3 Bewehrungsstäbe Ø 10 mm in der UHPC-Verstärkungsschicht beobachtet, was den Kraftabfall erklärt. Ein ähnliches Verhalten konnte bei Balken 4 beobachtet werden.

Tabelle 1 zeigt die maximal erreichten Kräfte aus den Versuchen sowie aus Berechnung. Für die rechnerischen Werte wurde eine nutzbare Spannung von $\sigma_{cf} = 7$ MPa für den ultrahochfesten Stahlfaserbeton angesetzt. Für den Bewehrungsstahl wurde die Fließspannung ohne Berücksichtigung von Verfestigung nach Fließbeginn zugrunde gelegt. Der Vergleich zwischen den experimentellen und den rechnerischen Werten kann als zufriedenstellend gewertet werden. Dies bedeutet auch, dass kein vorzeitiges Verbundversagen zu verzeichnen war.

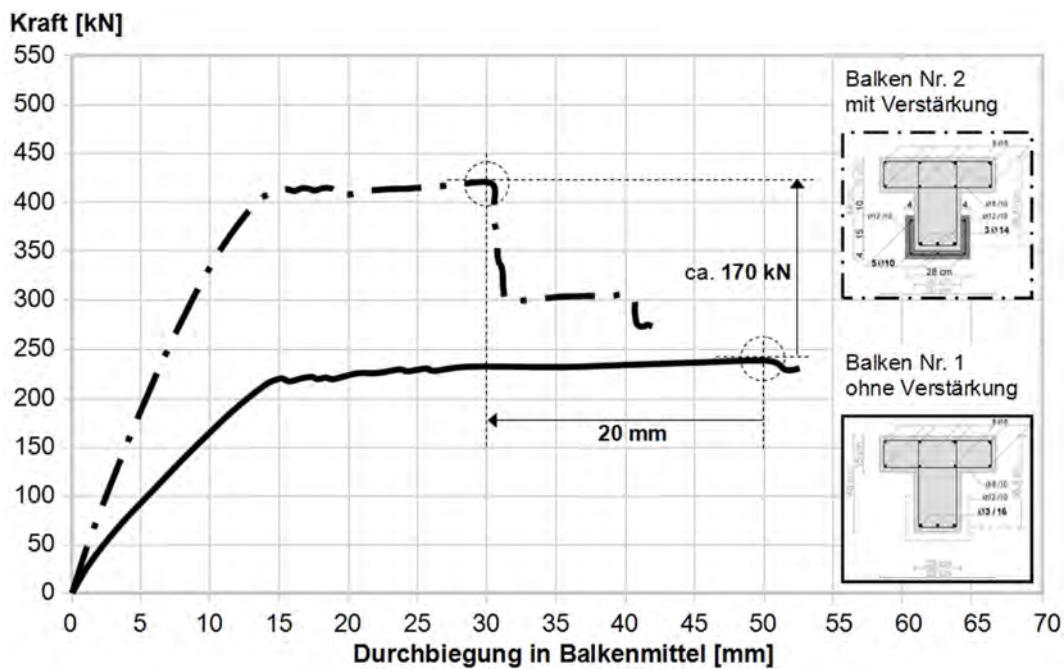


Bild 8: Kraft-Verformungs-Diagramm für Balken 1 und 2

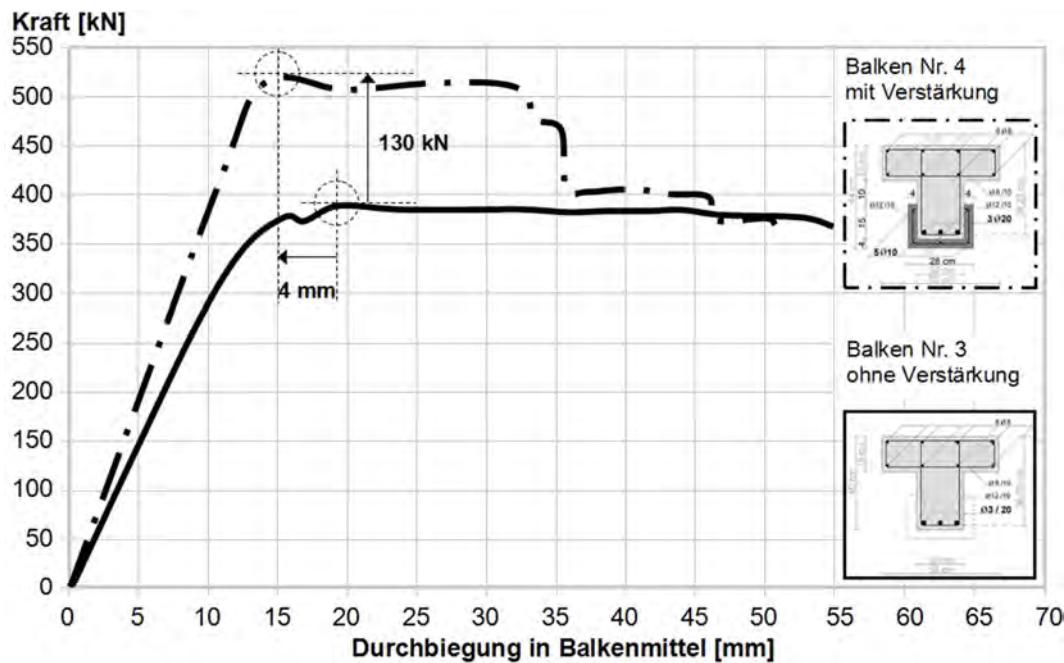


Bild 9: Kraft-Verformungs-Diagramm für Balken 3 und 4

Tabelle 1: Bewehrung und Tragfähigkeitswerte der Balken 1 bis 4

Test	A_s	UHPC	rechn.	exp.
-	cm^2	-	kN	kN
Balken Nr. 1	4,6	nein	168	186
Balken Nr. 2	4,6	ja	409	415
Balken Nr. 3	9,4	nein	384	390
Balken Nr. 4	9,4	ja	568	520

3.2.2 Ergebnisse der Versuche mit Schubversagen

Wie geplant, versagten die 3 Balken der zweiten Serie auf Querkraft (siehe Bild 10). Dies ist in erster Linie eine Konsequenz der geringen eingelegten Schubbewehrung.

Ferner war die Biegebewehrung der Balken 6 und 7 so groß gewählt worden, dass kein Fließen der Biegezugbewehrung vor Erreichen des Querkraftversagens zu befürchten war. Bild 11 stellt die gemessenen Kraft-Verformungs-Beziehungen dar.

Die UHPC-Dübel in den Bohrlöchern der Oberflansche blieben intakt. Versagen wurde zunächst und in erster Linie im normalfesten Betonteil des Querschnitts beobachtet, erst danach auch im Steg der UHPC-Verstärkung.

Die durch Querkraft induzierten schrägen und für das Versagen verantwortlichen Risse stellten sich unter Winkeln zwischen 20 bis 35 Grad ein.

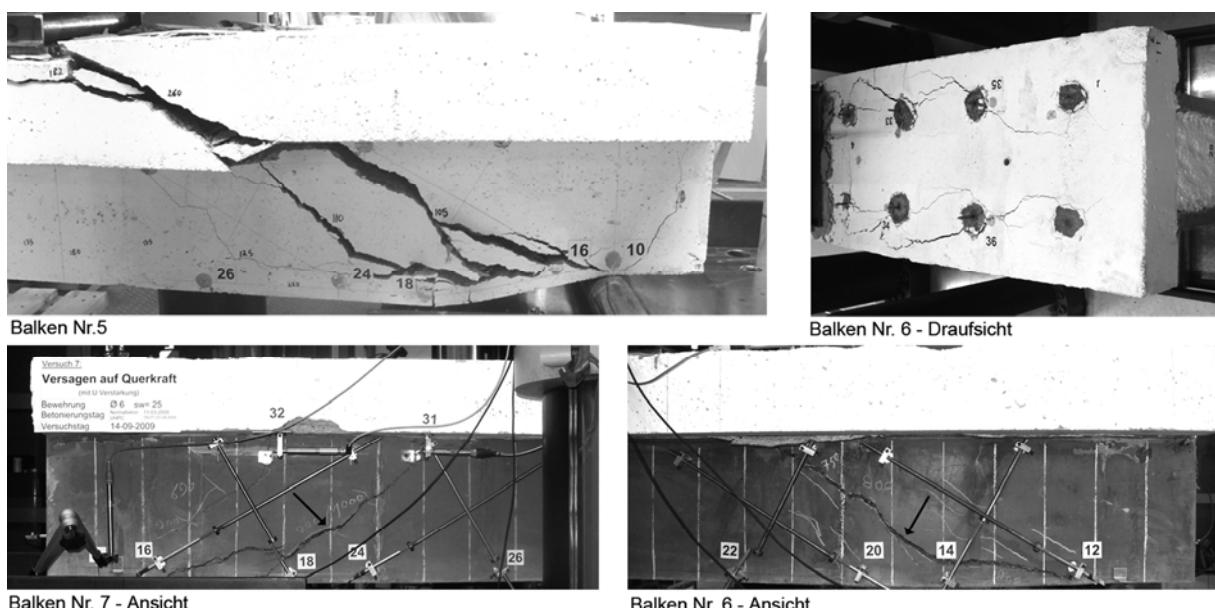


Bild 10: Rissbild für Balken 5 bis 7

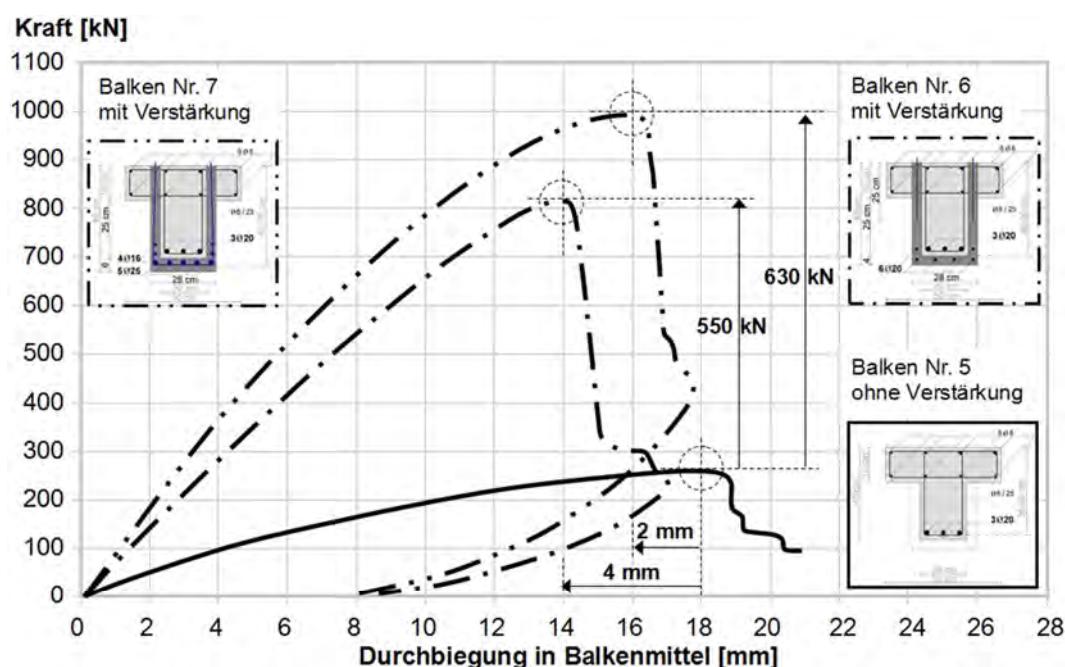


Bild 11: Kraft-Verformungs-Beziehungen für Balken 5 bis 7

Die Versuche zeigen eine wirksame Verbesserung der Querkrafttragfähigkeit auf bis zu 288 % und 361 % des Werts im Referenzversuch mit Balken 5. Dies kann bei Balken 7 nicht allein mit der effektiven Verdopplung der Stegbewehrung (noch einmal die gleiche Steg-Bewehrungsmenge in der UHPC-Schicht) erklärt werden, sondern nur unter Ansatz der Zugtragfähigkeit des faserbewehrten UHPC in Balken 6 und 7 (vgl. Tabelle 2).

Tabelle 2: Bewehrung und Tragfähigkeitswerte der Balken 5 bis 7

Test	A _s	UHPC	rechn.	exp.
-	cm ²	-	kN	kN
Balken Nr. 5	2,26	nein	274	270
Balken Nr. 6	2,26	ja	868	820
Balken Nr. 7	4,52	ja	1035	1000

Im Hinblick auf das Verhalten von UHPC-Balken unter Querkraftbelastung läuft zur Zeit ein Forschungsprojekt an der Universität Kassel, siehe /6/. In diesem Projekt steht die Untersuchung kombinierter Bewehrung aus Stabstahl und Fasern im Zentrum des Interesses. Damit wird eine Forschungslinie fortgesetzt, die mit der Untersuchung des Verhaltens kombiniert bewehrter UHPC-Bauteile unter Zug bzw. Zug und Biegung begonnen hatte /9/, /3/.

In Bezug auf das Verbundverhalten zwischen dem normalfesten Betonteil des verstärkten Querschnitts und dem UHPC-Teil kann Folgendes gesagt werden:

Bis zum Versagen bleib der Verbund zwischen innerem (Betonteil aus normalfestem Beton) und äußerem (UHPC-Beschichtung) Querschnittsteil intakt.

Zur Verankerung der äußeren Biegezugbewehrung sind bekanntermaßen horizontale Schubkräfte zwischen Altbeton und Verstärkungsschicht notwendig. Gleichzeitig bildet sich ein Fachwerkmodell in der UHPC-Verstärkungsschicht sowie im normalfesten Betonteil aus. Ferner sind oberhalb der Schwerachse Verbundkräfte sowie Verdübelungskräfte durch die UHPC-Betondübel zu erwarten, auch vertikale Kraftkomponenten. Zusammen bedeutet dies ein komplexes Kräftespiel im Endbereich der Balken.

Um dies vollständig verstehen zu können, sollen nichtlineare Finite-Element-Analysen erfolgen.

4 Schlussfolgerung

Die durchgeföhrten Versuche haben grundsätzlich die Anwendbarkeit von faserbewehrtem UHPC zur Verstärkung von Stahlbetonbalken gezeigt. Dabei konnte sowohl die Biegetragfähigkeit als auch die Querkrafttragfähigkeit signifikant gesteigert werden.

Bezüglich der Verformungskapazität war jedoch festzustellen, dass diese nach Erreichen der Maximallast etwas reduziert wurde. Dies scheint damit zusammenzuhängen, dass bei Faserbeton generell eine Tendenz zur Lokalisierung der Verformungen in einem einzigen Riss vorliegt. Dies wurde auch in Experimenten an Balken aus ultrahochfestem Faserbeton mit kombinierter Bewehrung (Stäbe und Fasern) beobachtet /5/.

In den durchgeföhrten Versuchen wurde die Oberfläche der Bauteile aus normalfestem Beton lediglich durch Sandstrahlen vorbehandelt, nicht mit Hochdruckwasserstrahlen. Trotzdem war die Verbundtragfähigkeit ausreichend, um ausreichend Schubkräfte zwischen Altbeton und Verstärkungsschicht zu übertragen und die Bewehrung dort voll zu aktivieren. Die UHPC-Dübel in den Bohrlöchern des Oberflanschs konnten eine Separation der UHPC-Verstärkung vom normalfesten Betonteil des Querschnitts weitgehend verhindern.

Numerische Untersuchungen sind vorgesehen, um das komplexe Zusammenwirken der Verstärkungsschicht mit dem ursprünglichen Stahlbetonbalken aus normalfestem Beton besser verstehen zu lernen, besonders bei Querkraftbeanspruchung.

5 Literatur

- /1/ Alkhoury, M. 2012. Untersuchung der Verstärkung bestehender Stahlbetonkonstruktionen unter Nutzung Ultrahochfesten Betons (UHPC) im Vergleich mit herkömmlichen Verstärkungsmaßnahmen. Dissertation. University of Kassel, submitted to the faculty.
- /2/ Bruehwiler, E.; Fehling, E.; Bunje, K. & Pelke, E. 2007. Design of an innovative composite bridge combining reinforced concrete with Ultra-High Performance Fiber Reinforced Concrete. *Improving Infrastructure Worldwide, IABSE Symposium Weimar 2007*. IABSE Report 93: 80-81.
- /3/ Fehling, E. & Leutbecher, T. 2008. Tensile behavior of ultra high performance concrete (UHPC) reinforced with a combination of steel-fibers and rebars. *Recent Developments in Structural Engineering, Mechanics and Computation*: 549-550. Rotterdam: Millpress.
- /4/ Fehling, E.; Leutbecher, T. & Stuerwald, S. 2010. Structural Behavior of Ultra High Performance Concrete Reinforced with Steel Fibers and Rebars. *3rd fib International Congress 2010*. Washington.
- /5/ Fehling, E. & Stürwald, S. 2011, Flexural Behavior of UHPC with Fibers and Rebars. *Concrete engineering for excellence and efficiency, fib Symposium PRAGUE 2011, June 2011*, Proceedings Vol. 1: 535-538.
- /6/ Fehling, E. & Thiemicke, J. 2011. Shear Bearing Behavior of Ultra High Performance Concrete (UHPC). *Concrete engineering for excellence and efficiency, fib Symposium PRAGUE 2011, June 2011*, Proceedings Vol. 2: 975 – 978.
- /7/ Habel, K.; Denarié, E. & Bruehwiler, E. 2007. Experimental Investigation of Composite Ultra-High-Performance Fiber-Reinforced Concrete and Conventional Concrete Members. *ACI Structural Journal*, Vol. 104, No. 1, January 2007.
- /8/ Karihaloo, B. L.; Alaee F. J. & Benson, S. D. P. 2002. High-performance fiber-reinforced cementitious composites for retrofitting. *Int J of Materials and Product Technology*, 17 (2002):17-31. ISSN 0268-1900.
- /9/ Leutbecher, T. 2008. Rissbildung und Zugtragverhalten von mit Stabstahl und Fasern bewehrtem Ultrahochfesten Beton (UHPC). Structural Materials and Engineering Series, No. 9. Kassel.kassel university press.
- /10/ Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (Schmidt, M. et al.) 2008. Ultrahochfester Beton, Sachstandsbericht. DAfStb (Hrsg.), Schriftenreihe 561. Beuth Verlag, Berlin (u. a.).

Alkhoury Majed

Doktorandin
Universität Kassel
Kurt-Wolters-Straße 3
Technik III/2 – Raum 4320
34125 Kassel
majed@hotmail.de

Forschungsschwerpunkt:

- Verstärkungsmaßnahme von Betonhochbauten



Behavior of Ultra High Performance Concrete (UHPC) Confinement on Normal Strength Concrete (NSC) Columns

Yuliarti Kusumawardaningsih, Ekkehard Fehling

1 Introduction

Regarding of its strength, durability, resistance, shape versatility, low maintenance, and cheap price; concrete is the most widely used construction material. Thus, the existing building stock throughout the world widely consists of reinforced concrete (RC) structures for which normal strength concrete (NSC) has been applied. Some disadvantages of RC are its limits with regard to carrying tensile forces as well as to ductility and deflection capacities. Moreover concrete has significant self weight [1, 2]. The definition of NSC varies among countries. AS3600 categorizes a concrete with a cylinder compressive strength < 65 MPa as NSC [3]; while according to ACI the limit is < 41 MPa [4]. According to Eurocode 2 and DIN 1045-1 it is ≤ 50 MPa [5, 6].

Increasing demand for structures having remarkable varieties in size and shape has led to the necessity of utilizing advanced construction materials. In the last two decades, a very high strength and ductility cement based composite named Reactive Powder Concrete (RPC) had been developed [7]. Intensive research and development in this field worldwide now enables the use of concrete with extremely high strength, ductility, and durability called Ultra High Performance Concrete (UHPC). Recommendations and guidelines are published to widely promote the utilization of UHPC such as the ones in France [8] and Japan [9]. Development of UHPC is made possible by utilizing fundamental principles relating to its composition, mixing, casting and post-set heat curing. A precise combination of aggregates, cement, silica fume, quartz powder, superplasticizers and fibers in a UHPC mixture will create UHPC having outstanding properties, such as: compressive strength (over 150 to 200 MPa), tensile strength (over 10 MPa), flexural tensile strength (20 to 50 MPa), also a very high ductility and durability [10]. Regarding its outstanding properties, UHPC can be applied and used in a wide variety of structural applications, including those built in severe environment. UHPC suits to be used in structures which require less weight, greater spans and durability.

Confinement is a technique to address problems of upgrading and retrofitting RC columns, as it increases columns' stiffness, axial force and bending capacity [11]. Concrete, with or without reinforcement, is the most frequently material used for confinement because its application can be handled easily. In concrete confinement, to achieve column composite's monolithic behavior, common practices are used such as: increasing roughness of the interface surface, applying a bonding material and steel connectors. Regarding the concrete mixture to be used and desired thinness of confinement, options of materials are usually a grout of self-compacting concrete (SCC) and high strength concrete (HSC). Many confinement studies concentrate on fiber polymer, steel and HSC confinements [12-17]; however investigation reports of UHPC confinement on columns are very limited. Accordingly, in this study, UHPC is chosen as an external confinement material option on columns.

In the study, the performance and effectiveness of UHPC confinement on NSC columns under concentric and eccentric axial loadings shall be investigated and analyzed through experimental and numerical modeling. The results shall be used in the optimization of UHPC confinements. As in this stage, the laboratory works have not yet been started; focus of this paper is on experimental design and numerical modeling.

2 Design of experimental investigations

The experimental laboratory works of this study will be conducted in the Structural Materials and Engineering Laboratories of the Department of Civil and Environmental Engineering at the University of Kassel. The experimental laboratory works are designed as below.

2.1 Labeling

Each column is identified with an acronym as following; C is the abbreviation of column type, the next symbols indicates the length of eccentricity, F is the abbreviation of fiber, and the last symbols indicate the percentage of fiber in volume. The column's labeling is written as follows: C0 {NSC column tested with concentric loading (eccentricity of 0 mm)}, C70 {NSC column tested with eccentric loading (eccentricity of 70 mm)},

C0-F0 {confined column tested with concentric loading (eccentricity of 0 mm), confined with UHPC having 0 % fiber in volume}, C70-F2 {confined column tested with eccentric loading (eccentricity of 70 mm), confined with UHPC having 2 % fiber in volume}, etc.

2.2 Geometry

In accordance to Eurocode 2, short columns are designed to avoid additional bending moments due to second order ($P-\Delta$) effects. Within three centric loading configurations, a total of eighteen rectangular columns having a height of 750 mm will be casted and tested. First of all, main columns made from NSC C30/37 having a dimension of 200 mm x 200 mm and concrete cover thickness of 25 mm are made; three NSC columns are left as control specimens in each configuration. Next, fifteen NSC columns are confined with UHPC having different percentages of fiber in volume, with a confinement thickness of 20 mm. Sand blasting will be applied to achieve monolithic surface interface behavior between NSC column and its UHPC confinement.

In the NSC columns, 4 Ø 12 mm plain steel bars BST 500 S (A) will be used as longitudinal reinforcements, while Ø 8 mm will be used as ties with a pitch of 100 mm and 50 mm. Geometry of column specimens in this study is illustrated in Figure 1.

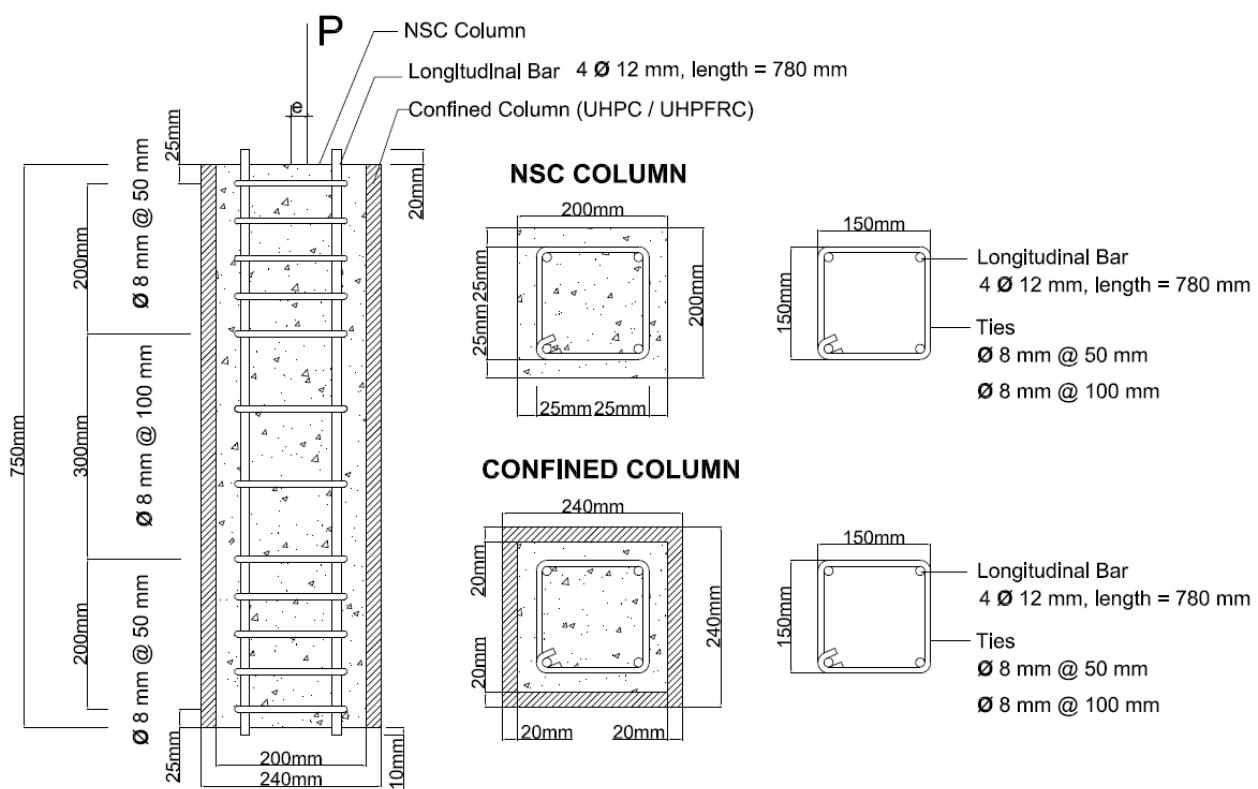


Fig. 1: Geometry of column specimens.

2.3 Properties

Ready-mixed concrete of C 30/37 supplied by a local supplier will be used to make NSC columns, as its casting will be maintained to be done in the same time in order to achieve homogeneous main columns' characteristics. The NSC used is composed of aggregates with a maximum diameter of 8 mm. Additional slump test; cylinder compressive strength, splitting tensile and modulus of rupture tests in specimens with an age of 28-days will be undertaken for identifying the final NSC material properties.

Using the available UHPC formula M3Q_220 developed at the University of Kassel, the UHPC mixture will be made in the Structural Materials Laboratory. The UHPC mixture used in this study has a variety of percentages of fiber by volume, namely 0, 0.5, 1, 1.5 and 2 %. Flow through; cylinder compressive strength,

flexural and axial tensile strength tests of 28-days aged specimens will be investigated to identify the final UHPC material properties. Taking into account the maximum loading capacity of the hydraulic testing machine in the Structural Engineering Laboratory, the maximum cylinder compressive strengths of UHPC confinement is restricted to 200 MPa; similarly, the main and confined columns' maximum compressive strengths are designed to be less than 6.3 MN. Next, all columns will be cured for 28-days in moist conditions by placing them under wet Hessian rugs with plastic sheets on their top prior to loading tests.

2.4 Loading test

The available hydraulic testing machine in the Structural Engineering Laboratory, having a maximum capacity of 6.3 MN, will be used for determining the axial load capacity of columns. Loading applied to column specimens will have different values of eccentricity namely 0, 35 and 70 mm. All columns will be loaded under an increased axial load using displacement rate control. LVDTs will be applied for monitoring axial and horizontal deflections. Horizontal deflections will be investigated among $\frac{1}{4}$, $\frac{1}{2}$ and $\frac{3}{4} L$ along columns' height. Details of the loading test set up are illustrated in Figure 2.

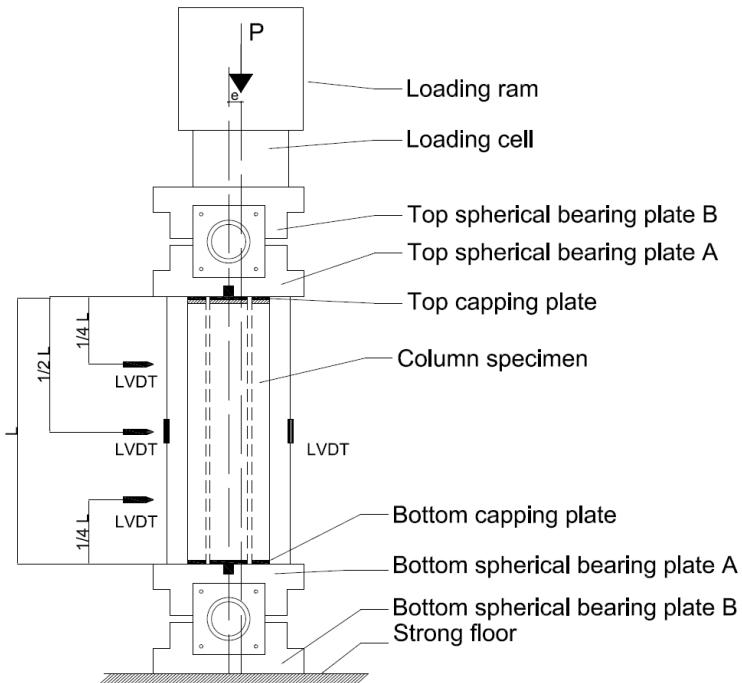


Fig. 2: Loading test set up.

3 Confinement model

Confinement on rectangular columns is less effective than on circular columns even with the rounding of corners, because the confining pressure is nonuniformly distributed and only a part of the main (core) column is effectively confined [18]. However, more buildings are built with rectangular columns than circular ones; hence the investigation object of this study focuses on UHPC confinement on NSC rectangular columns. UHPC confinement is expected to reduce the cross section area of unconfined concrete on NSC rectangular column. Figure 3(a) shows a typical confinement shape model on rectangular concrete column.

Studies have shown that confinement on concrete either by suitable arrangements of transverse reinforcements, and/or jacketing methods results in a significant increase on strengths and ductility of the compressed concrete. For accessing the columns' increase on strength, flexural deformation and ductility; accurate information relating to stress-strain curves of confined columns is important in order to ensure a reliable moment-curvature analysis. Moment-curvature analysis is obtained by incrementing the curvature and satisfying requirements of strain compatibility and force equilibrium. A unified stress-strain model approach of confined and unconfined concrete column under monotonic loading at a slow strain rate proposed by Mander *et al.* [19] is illustrated in Figure 3(b).

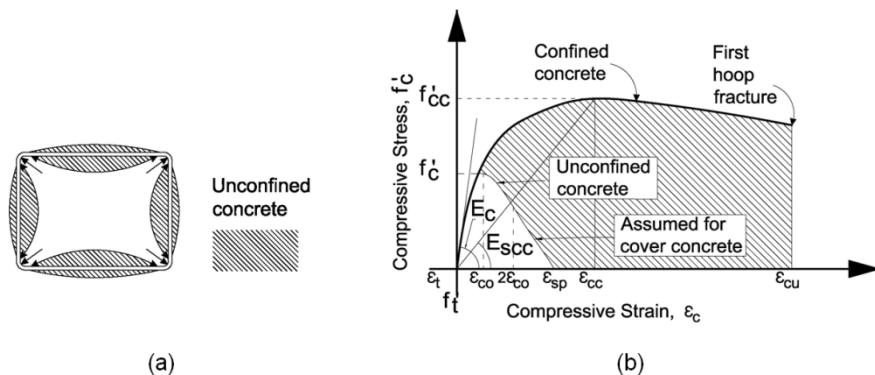


Fig. 3: (a) Typical shape of effectively confined area on rectangular column, (b) Stress-strain model proposed under monotonic loading of confined and unconfined concrete.

The axial force and moment capacities of RC columns can be determined through cross section geometry, constitutive relationships of concrete and steel, consideration of equilibrium and strain compatibility. It is expressed in the form of axial load - moment interaction diagrams (see Figure 4). In Figure 4, M_u is the ultimate strength in bending for a cross section under eccentric loading, N_u is its corresponding ultimate axial force in compression, \emptyset is reduction factor due to possible scatter of geometric and material properties, while e is the eccentricity of loading. Another aspect is the ductility of columns with regard to their exploitation by axial loading both for NSC and UHPC.

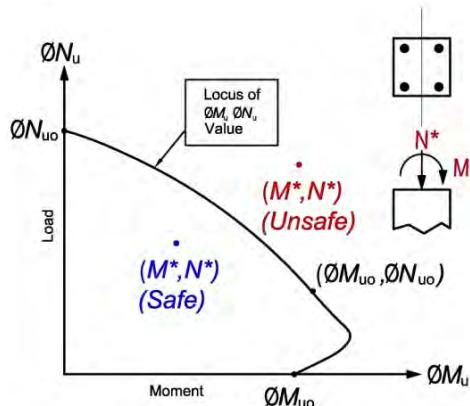


Fig. 4: Load-moment strength interaction diagram.

For prediction of the compressive strength of confined concrete columns, researchers have referred into the following strength models, that first derived to identify the compressive strength of concrete confined by an active hydrostatic fluid pressure [20].

$$\frac{f'_c}{f_c} = 1 + k_1 \frac{f_l}{f_c} \quad (1)$$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_c \left[1 + k_2 \frac{f_l}{f_c} \right] \quad (2)$$

- where, f'_c = compressive strength of confined concrete
 f_c = compressive strength of unconfined concrete
 f_l = lateral confining pressure
 k_1, k_2 = function coefficients of concrete mix and lateral pressure
 ϵ_{cc} = corresponding strain of confined concrete
 ϵ_c = corresponding strain of unconfined concrete

By using case sensitive values of k_1 and k_2 , some publications have showed that these equations can be applied for several applications, such as: on closely spaced ties or spiral, FRP and steel-confined concrete. Similarly, in early stage, this study will refer to these formulas.

Next, the ultimate axial load of unconfined concrete (N_{uc}) is calculated using the following formula:

$$N_{uc} = f_c A_c + A_s f_y \quad (3)$$

where, N_{uc} = ultimate axial load of unconfined concrete
 f_c = compressive strength of concrete
 f_y = yield strength of steel
 A_c = cross section area of concrete
 A_s = cross section area of steel

Adding Equation (3) with $f_{cu} A_{cu}$; whereas f_{cu} is compressive strength of UHPC and A_{cu} is cross section area of UHPC; then the ultimate axial load of confined concrete (N_{cc}) is calculated.

4 Numerical modeling

The numerical modeling of columns' behavior is performed using a 3D nonlinear finite element analysis (FEA) program namely ATENA 3D [21, 22], to simulate the NSC and confined columns' structural behaviors. A reliable FEA result requires the consideration of precise structural and material models, including their interactions. As in this stage of study the experimental laboratory works have not been started, and to avoid a risk of over or under estimating strengths of NSC column confined by UHPC due to entering invalid parameters; hence the numerical modeling in this paper is restricted to the modeling design.

In the pre-processing stage of ATENA 3D program, the geometriy of the elements (concrete, UHPC, reinforcement, interface, etc), boundary and loading conditions, meshing and solution parameters are entered. NSC column is modeled by a default material of C 30/ 37 based on Eurocode 2, its material type is categorized on 3D Nonlinear Cementitious 2, with a maximum aggregate size of 8 mm. UHPC confinement is modeled on 3D Nonlinear Cementitious 2 User, it is a user definition for new material properties wherein data parameters of UHPC need to be entered. A 10 mm thickness capping either for NSC column or confined column, respectively made of mortar and UHPC are also modeled. Steel plates as top and bottom supports are modeled on 3D Elastic Isotropic. Reinforcement steel bars are modeled using a bilinear elastic plastic material model, its cross section is entered and a perfect connection is chosen. Longitudinal bars and ties are treated as integral part of the NSC column element. Fibers are modeled using smeared reinforcement, and treated as an integral part of the UHPC confinement element. Contact surface between elements are generated by employing default contacts, and perfect connections is chosen. As sand blasting will be used to increase roughness of the interface surface between NSC column and UHPC confinement, thus its properties will be defined as a user definition in the contact surface material. The finite element mesh (FEM) generation of elements is specified by linear elements. Tetra meshes are generated for steel plate elements, and brick meshes are developed for other elements. Figure 5 shows the material modeling and FEM discretization of reinforcements, NSC column, UHPC confinement, and NSC column confined by UHPC.

Loading applied in the FEA program represents the actual loading scheme of the experimental laboratory work. Axial loading which is increased by an iterative incremental procedure and is applied on the top plate support and generated in a line typeThe axial loading is applied using displacement control in order to capture pre and post failure regions in the load-deflection graph. The bottom steel plate behaves as a vertical support, and it is supported by a line type of hinges. A nonlinear analysis based on the Newton-Raphson solution method is chosen to keep load increments unchanged and iterates displacements until equilibrium is reached. Monitoring of columns' behavior is conducted via nodes and integration points (see Figure 6). Next, in the post-processing stage, graphical and numerical results are acquired. However, the FEA results have still to be validated using results of the proposed experimental laboratory works.

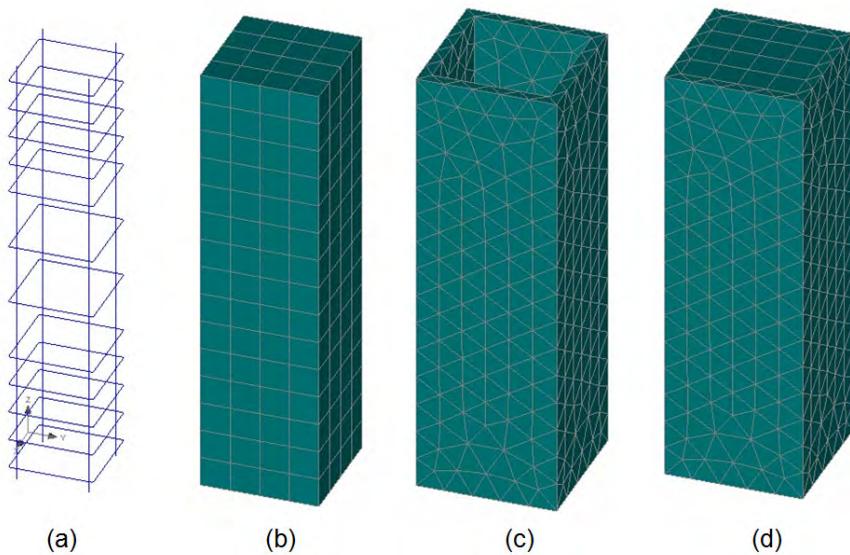


Fig. 5: Material modeling and FEM discretization: (a) Reinforcements, (b) NSC column, (c) UHPC confinement, (d) NSC column confined by UHPC.

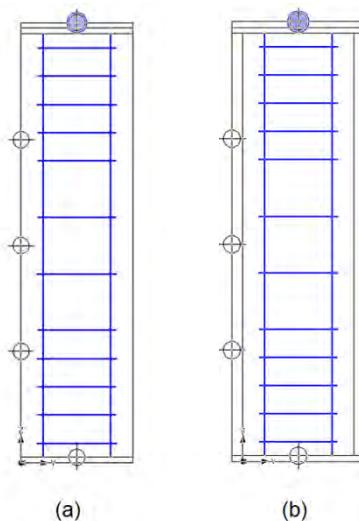


Fig. 6: Monitoring points: (a) NSC column, (b) NSC column confined by UHPC.

5 Conclusion

This paper has presented the design of experiments as well as a preliminary study of UHPC effectiveness as confinement into NSC columns. Developing of a numerical modeling design by using ATENA 3D program is also illustrated. In this stage of study, experimental laboratory works have not been started, hence the FEA results is still premature and is not presented. Experimental laboratory works and numerical investigations are needed in order to obtain reliable and valid results.

6 Acknowledgement

The work described in this paper is conducted by Yuliarti Kusumawardaningsih as a part of her Doctoral study at the University of Kassel under the supervision of Prof. Dr.-Ing. Ekkehard Fehling. Financial assistances provided by the Indonesian Directorate General of Higher Education, Indonesia; and the Chair of Concrete Structures of the Department of Civil and Environmental Engineering at the University of Kassel, Germany; are gratefully acknowledged.

7 References

- /1/ Ghoneim, M.A., and El-Mihilmy, M.T., Design of Reinforced Concrete Structures, Vol. 1, 2nd Edition, 2008, pp. 1-5.
- /2/ Mosley, B., Bungey, J., and Hulse, R., Reinforced Concrete Design to Eurocode 2, 6th Edition, Palgrave Macmillan, 2007, pp. 1-5.
- /3/ AS3600, Australian Standards, Concrete Structures, 2001.
- /4/ ACI 318-08, ACI Standard, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary, American Concrete Institute, 2008.
- /5/ Eurocode 2: Design of Concrete Structures, 2004.
- /6/ DIN 1045-1, Deutsche Norm, Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion, Deutsches Institut für Normung e.V., 2008.
- /7/ Schmidt, M., Fehling, E., and Geisenhanslücke, C., Ultra High Performance Concrete (UHPC), Proceedings of the International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Kassel, Germany, 2004.
- /8/ Recommendations on Ultra High Performance Fibre-Reinforced Concretes, AFGC (Association Française de Génie Civil), 2002.
- /9/ JSCE Guidelines for Concrete, Recommendation for Design and Construction of Ultra High Strength Fiber Reinforced Concrete Structures (Draft), Research of Ultra High Strength Fiber Reinforced Concrete, Japan Society of Civil Engineers, No. 9, 2006.
- /10/ Richard, P., and Cheyrezy, M., Composition of Reactive Powder Concretes, Cement and Concrete Research, Vol. 25, No. 7, 1995, pp. 1501-1511.
- /11/ Kusumawardaningsih, Y., and Hadi, M.N.S., Comparative Behaviour of Hollow Columns Confined with FRP Composites, Composites Structures, Vol. 93, 2010, pp. 198-205.
- /12/ Ozbakkaloglu, T., and Saatcioglu, M., Seismic Performance of Square High-Strength Concrete Columns in FRP Stay-in-Place Formwork, Journal of Structural Engineering, Vol. 133, No. 1, 2007, pp. 44-56.
- /13/ Bournas, D. A., Lontou, P.V., Papanicolaou, C.G., and Triantaifillou, T.C., Textile-Reinforced Mortar versus Fiber-Reinforced Polymer Confinement in Reinforced Concrete Columns, ACI Structural Journals, Vol. 104, No. 6, 2007, pp. 740-748.
- /14/ Hussain, M.A., and Driver, R.G., Experimental Investigation of External Confinement of Reinforced Concrete Columns by Hollow Structural Section Collars, ACI Structural Journal, Vol. 102, No. 2, 2005, pp. 242-251.
- /15/ Sakino, K., Nakahara, H., Morino, S., and Nishiyama, I., Behavior of Centrally Loaded Concrete-Filled Steel-Tube Short Columns, Journal of Structural Engineering, Vol. 130, No. 2, 2004, pp. 180-188.
- /16/ Bousias, S.N., Biskinis, D., Fardis, M.N., and Spathis, A.L., Strength, Stiffness, and Cyclic Deformation Capacity of Concrete Jacketed Members, ACI Structural Journal, Vol. 104, No. 5, 2007, pp. 521-531.
- /17/ Vandoros, K.G., Dritsos, S.E., Concrete Jacket Construction Detail Effectiveness When Strengthening RC Columns, Construction and Building Materials, No. 22, 2008, pp. 264-276.
- /18/ Teng, J.G., Chen, J.F., Smith, S.T., and Lam, L., FRP-Strengthened RC Structures, 2002, pp. 147-208.
- /19/ Mander, J.B., Priestley, M.J.N., and Park, R., Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, Journal of Structural Engineering, Vol. 114, No. 8, 1988, pp. 1804-1826.
- /20/ Richart, F., Brandtzaeg, A., and Brown, R., The Failure of Plain and Spirally Reinforced Concrete in Compression, Engineering Experiment Station, University of Illinois, Bulletin No. 190, 1929, pp. 72-73.

- /21/ Červenka, J., and Procházková, Z., Tutorial for Program ATENA 3D, ATENA Program Documentation Part 4-2, 2010.
- /22/ Červenka, J., and Procházková, Z., User's Manual for ATENA 3D, ATENA Program Documentation Part 2-2, 2011.

Yuliarti Kusumawardaningsih

ME, MEngPrac, Doctoral candidate
University of Kassel
Faculty of Civil Engineering
Institute of Structural Engineering (IKI)
Department of Concrete Structures
Kurt-Wolters-Straße 3
34125 Kassel
uk005070@student.uni-kassel.de



Modellierung des Verbundes von Betonstahlbewehrung in UHPC

Paul Lorenz, Ekkehard Fehling

1 Einleitung

Der Werkstoff UHPC weist Druckfestigkeiten im Bereich von Baustahl auf, was eine Reduktion von Querschnitten und Einsparung von Ressourcen ermöglicht. Durch die hohe Packungsdichte können deutlich geringere Betondeckungen hinsichtlich der Bewehrungskorrosion ausgeführt werden. Gleichzeitig müssen Mindestbetondeckungen eingehalten werden, um eine sichere Verankerung zu gewährleisten. Aufgrund der gewünschten hohen Filigranität der UHPC-Bauwerke sind Fragestellungen zum Verbundverhalten von UHPC von besonderem Interesse.

Bei der Lastweiterleitung vom Betonstahl über die Rippen in den Beton, entstehen Druckstreben, die mit einem Zugring im Gleichgewicht stehen. Durch Versagen des Zugrings entstehen Spaltrisse, die den mehrachsialen Spannungszustand an der Rippe negativ beeinflussen. Beim Vergleich von normalfesten Betonen und ultrahochfesten Betonen lässt sich feststellen, dass die Zugfestigkeit nur unterproportional mit der Druckfestigkeit ansteigt. Deshalb muss beim UHPC das Augenmerk besonders auf dem Zugversagen liegen. Faserbewehrter UHPC bietet hier eine Möglichkeit der Tragfähigkeitssteigerung.

2 Zur Entwicklung der Verbundmodelle für Stahlbeton

Einen der grundlegendsten Beiträge zu Fragen des Verbundes zwischen Stahl und Beton lieferte Rehm /1/. Mit seinen theoretischen Überlegungen und der Durchführung einer Vielzahl an Versuchen war es ihm gelungen, für normalfesten Beton Verbundspannungs-Schlupf-Gesetze anzugeben. Seine empirisch hergeleiteten Verbundgesetze stützte er auf zuvor unternommene Betrachtungen der Druckspannungstrajektorien im Beton unter den Rippen eines Bewehrungselementes. In seiner Arbeit schlug er vor, alle Betrachtungen zunächst an einem sehr kurzen Bewehrungselement zu unternehmen und verwendete die Differenzialbeziehung des verschieblichen Verbundes, um das Verbundverhalten des Stahlbetons zu beschreiben. Seine Arbeit verdeutlichte die Relevanz der bezogenen Rippenfläche eines Bewehrungsstabes.

Weitere wichtige Arbeiten zu den Fragen des Verbundes im Stahlbeton lieferten Martin /2/, Fehling /3/, Elsghausen et al. /4/, Shima et al. /6/ und Sigrist /7/. Eine detaillierte Übersicht hierzu findet sich in Alvarez /14/.

Die maßgebenden Erkenntnisse dieser Arbeiten, aber vor allem die von Elsghausen, sind in den Model Code 1990 /5/ eingeflossen. Einen weiteren Stand mit zusätzlichen Erkenntnissen liefert der Model Code 2010 /8/. Darin werden relativ umfangreiche Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen angegeben, die unterschiedliche Parameter berücksichtigen. Es werden dort Einflüsse aus der Versagensform, aus der Querdehnungsbehinderung, aus den Einbaubedingungen, aus dem Fließen des Betonstahls, aus der Betondeckung, aus dem Rissabstand, aus Querspannungen, aus ermüdungswirksamen und aus langandauernden Lasten berücksichtigt.

3 Untersuchungen an Verankerungen in UHPC

Aarup et al. /9/ untersuchten das Verbundverhalten von CRC (Compact Reinforced Concrete) an Pull-Out Körpern. Es wurden Fasergehalte von 3 bis 6 Vol.-% verwendet. Die Betondeckung betrug $1,7 \cdot d_s$ ($d_s = 8 \text{ mm}$) bei einer Druckfestigkeit von 165 MN/m^2 . Eine Verankerungslänge von $6,3 \cdot d_s$ war ausreichend, um Stahlversagen hervorzurufen. Bei kleineren Einbindelängen wurde Auszugversagen mit Spaltrissen beobachtet. Zusätzlich stellte er fest, dass Querbewehrung oder Querdruck eine Verkürzung der Verankerungslänge um 40 % ermöglichen. Ein Querdruck von 5 % der Druckfestigkeit reichte aus, um die Verbundfestigkeit um 60 % zu steigern.

Anhand von Pull-Out-Versuchen mit faserverstärktem Feinkorn-UHPC (DUCTAL[®]) bestimmten Reineck und Greiner /10/ an Bewehrungsstäben mit $d_s = 4 \text{ mm}$ und einer Betondeckung von $4,5 \cdot d_s$ eine Verbundfestigkeit zwischen 43 und 51 MN/m^2 . Die Verankerungslänge betrug $2 \cdot d_s$. Versuche an faserfreiem Feinkorn-UHPC mit einer Verankerungslänge von $3,3 \cdot d_s$ ergaben Verbundfestigkeiten von 46 bis 49 MN/m^2 . Damit konnte kein Einfluss aus Faserzugabe festgestellt werden. Es wurde kein Spalten beobachtet.

Jungwirth /11/ unternahm Pull-Out-Versuche an Grobkorn-UHPC (CERACEM[®]) mit Bewehrungsstäben (Gewindestäben). Die Druckfestigkeit des Betons betrug 190 MN/m² und der Stahlfasergehalt 2 Vol.-% ($l_b/d_s = 20 \text{ mm}/0,3 \text{ mm} = 66,7$). Der Schlupf wurde am unbelasteten Ende gemessen. Es ergab sich eine mittlere Verbundfestigkeit von 59 MN/m². Er beobachtete Spaltversagen bei $d_s = 20 \text{ mm}$ und einem Betondeckungsverhältnis von 3,5 d_s .

4 Eigene Untersuchungen an Verankerungen in UHPC

Wie im Model Code 2010 /8/ bereits angegeben, gibt es mehrere Parameter, die das Verbundverhalten beeinflussen. Die Einflüsse aller zu untersuchen, würde den Rahmen sprengen. Deshalb wurden bei diesen Untersuchungen hauptsächlich Einflüsse aus Betondeckung und Verankerungslänge untersucht. Zunächst wurden Pull-Out-Versuche unternommen. Danach wurden Versuche an Auszugskörpern durchgeführt.

4.1 Pull-Out-Versuche

Das Verbundverhalten wird in der Regel für normalfesten Beton in Pull-Out-Versuchen nach RILEM mit einer Verbundlänge von $l_b = 5 d_s$ getestet. Pull-Out-Versuche an UHPC müssen eine deutlich kürzere Verbundlänge haben (1,5 bis 2,0 d_s), da sonst für den Fall Herausziehen bereits Fließspannungen erreicht werden können.

In Bild 1 sind Ergebnisse und Abmessungen zu unternommenen Pull-Out-Versuchen dargestellt. Die Last wurde am Stab eingeleitet und an der Unterkante des UHPC-Körpers ausgeleitet. Der Schlupf wurde an der lastabgewandten Seite gemessen. Die Ausführung der Verbundlänge wurde nach den Versuchen am aufgetrennten Körper überprüft.

In Bild 1 sind die Ergebnisse der Versuche dargestellt. Bei der Ermittlung der Verbundspannung wurde die gemessene Kraft über die Einbindelänge gleichmäßig verteilt. Über das Kräftegleichgewicht entsteht das Verhältnis zwischen der Stahlspannung σ_s an der Lasteinleitung und der gemittelten Verbundspannung $\tau_{b,m}$.

$$\sigma_s = \tau_{b,m} \cdot 4 \cdot \frac{l_b}{d_s} = \tau_{b,m} \cdot 6 \quad (1)$$

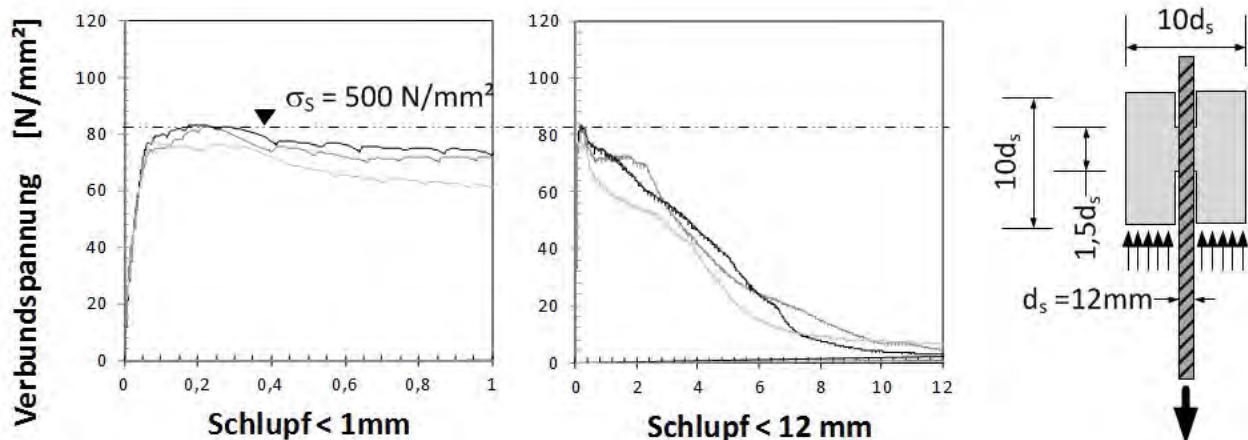


Bild 1: Ergebnisse zu drei Pull-Out-Versuchen an Feinkorn-UHPC (M3Q) ohne Fasern

Die Ergebnisse in Bild 1 zeigen einen sehr hohen Maximalwert der Verbundspannung und somit Stahlspannungen nahe der Fließgrenze des Betonstahls. Bei dieser Darstellung des Verbundspannungs-Schlupf-Gesetzes wird angenommen, dass der Schlupf an der lastabgewandten Seite genauso groß ist wie an der lastzugewandten Seite. Bei keinem der Versuche wurde die Versagensform Spalten beobachtet.

Diese Ergebnisse lassen sich nicht allgemeingültig auf alle Verankervarianten übertragen. Denn wegen der hohen Betondeckung von 4,5 d_s findet hier nur der Versagensfall Herausziehen statt. Bei filigranen

Bauteilen können weitere Versagensarten wie z.B. Längsrissbildung oder kegelförmiger Betonausbruch maßgebend werden. Zur Beobachtung dieser Versagensarten mussten andere Versuchskörper verwendet werden. Diese wurden in der Testserie 1 untersucht.

4.2 Testserie 1

Die Versuchskörper bestanden aus einer Scheibe mit konstanter Länge und Breite (s. Bild 2). Der Stab, an dem das Verbundverhalten beobachtet werden sollte, war ein BSt 500 S, $d_s = 12 \text{ mm}$. Die Zugkraft wurde weggesteuert an diesem Stab eingeleitet. Seine Verbundlänge wurde variiert. Die Verbundlänge des Lastausleitungsstabes ($d_s = 14 \text{ mm}$) war konstant. Dieser war mit Drahtbügeln querbewehrt, um hier ein Verbundversagen zu vermeiden. Es wurden zwei Stäbe ($d_s = 10 \text{ mm}$) parallel zur Zugkraft angeordnet.

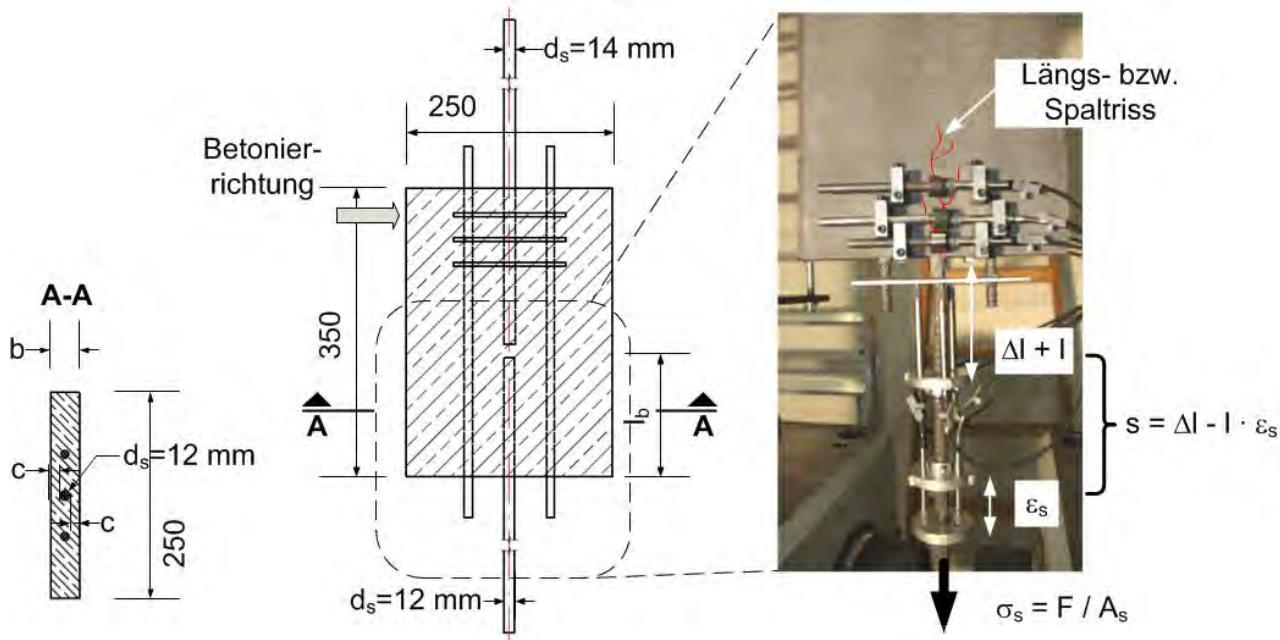


Bild 2: Auszugskörper zu Testserie 1

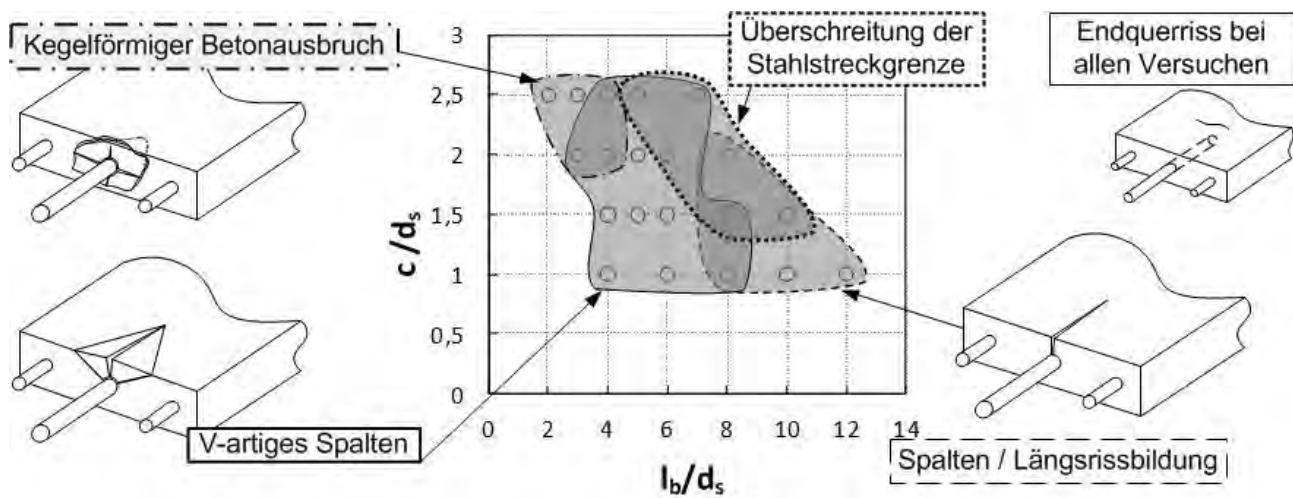


Bild 3: Ermittelte Beziehung zwischen Versagensart und den Parametern Betondeckung sowie Verankerungslänge aus der Testserie 1

Gemessen wurde die Stahldehnung und der Schlupf zwischen Stahl und Beton am Lasteinleitungsstab. Zusätzlich wurden quer zur Zugkraftrichtung am Beton Längs- bzw. Spaltrisse gemessen. Durch Anordnung von drei horizontalen Wegaufnehmerreihen (s. Bild 2 rechts) an der Vorder- und Rückseite, konnte eine qualitative Aussage über den Fortschritt dieser Längs- bzw. Spaltrisse gemacht werden.

Bei allen Versuchskörpern wurde der Feinkorn-UHPC M3Q mit einem Fasergehalt von 1,5 Vol.-% ($l_f/d_f = 13/0,19 \text{ mm} = 68,4$) verwendet.

Aus den Messwerten konnte zunächst die Stahldehnung ε_s ermittelt werden. Darauf aufbauend konnte unter der Annahme, dass die Dehnungen entlang der freien Stablänge bis zum Beginn der Verankerungslänge dieselben sind, der Schlupf an der Lasteinleitung ermittelt werden. (s. Bild 5). Diese Annahme ist nur gültig für Dehnungen unter der Streckgrenze.

Variiert wurden eine Auswahl an Kombinationen der Betondeckung zwischen $c = 1,0 d_s$ und $2,5 d_s$ sowie der Verankerungslänge zwischen $l_b = 2,0 d_s$ und $12,0 d_s$ (s. Bild 3). Zusätzlich wurden die dominanten Versagensarten anhand der Bruchbilder festgehalten. Es gibt keine klare Trennung der einzelnen Versagensarten für die untersuchten Parameterkombinationen. Vielmehr gibt es Parameterkonfigurationen in denen die Versagensarten gleich dominant auftreten. Bei jedem Versuch wurde am Ende der Lasteinleitung ein Endquerriss beobachtet (s Bild 3).

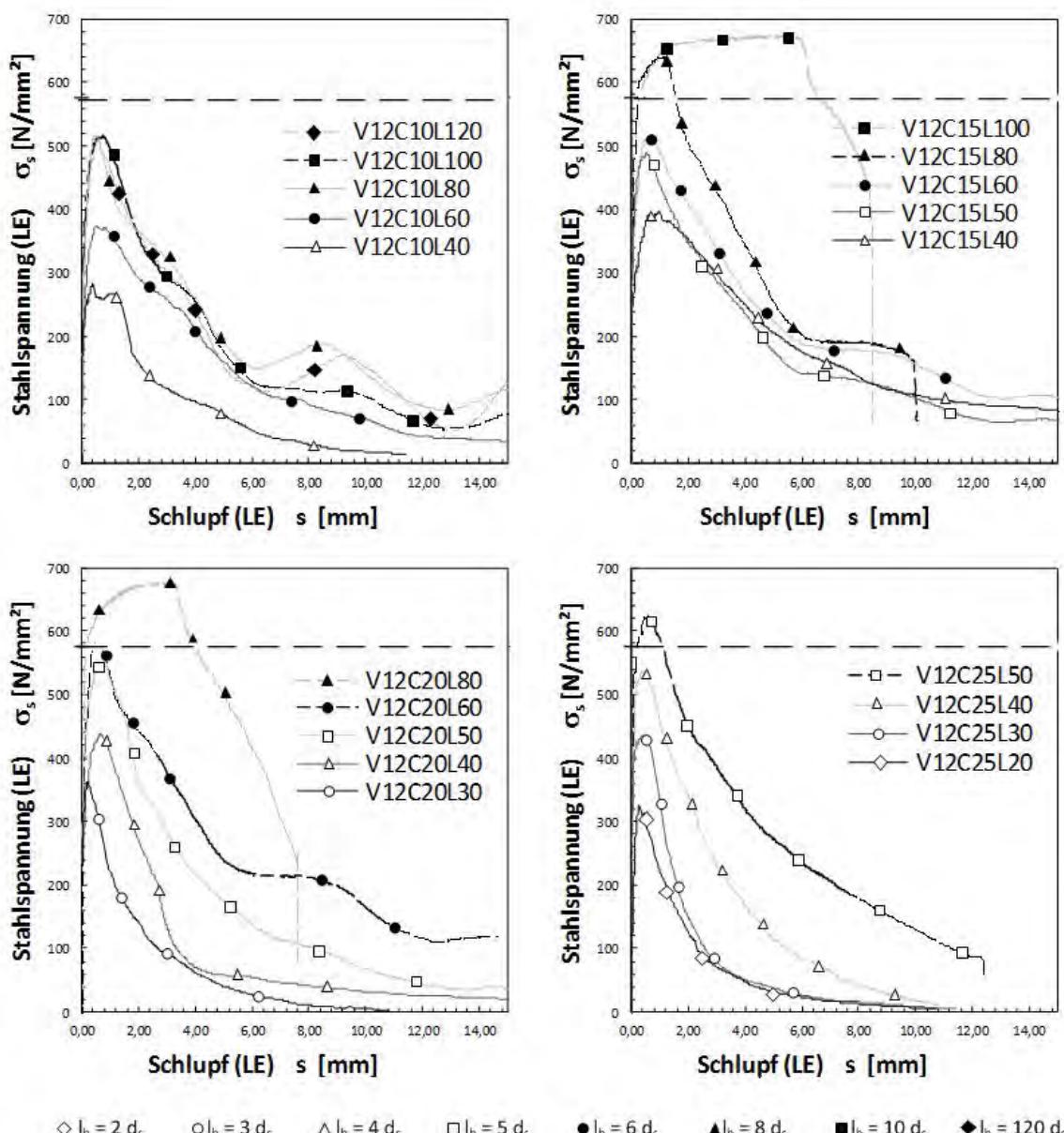


Bild 4: Stahlspannung-Schlupf-Beziehung an der Lasteinleitung (LE) für die untersuchten Parameter der Testserie 1 (Versuchsbezeichnungsbeispiel: V12 - Verankerung mit dem Stabdurchmesser $d_s = 12 \text{ mm}$, C20 - Betondeckung mit $c = 2,0 d_s$, L30 - Verankerungslänge mit $l_b = 3,0 d_s$)

In Bild 4 sind die Messwertergebnisse in Abhängigkeit der aufgebrachten Stahlspannung und des Schlupfs an der Lasteinleitung dargestellt. Jedes der vier Diagramme steht für eine Betondeckungsvariante. Innerhalb jeder Betondeckungsvariante sind die variierten Verankerungslängen dargestellt. Die Versuchsparameter können der Versuchsbezeichnung im Bild 4 entnommen werden. V12 steht für eine Verankerung mit einem Stab des Durchmessers $d_s = 12$ mm. Hinter dem Buchstaben C steht das Betondeckungsverhältnis c / d_s ohne Dezimalpunkt und hinter dem Buchstaben L steht das Verankerungsverhältnis l_b / d_s ohne Dezimalpunkt.

Die gestrichelte Linie zeigt die Streckgrenze des Betonstahls an. Für Spannungen oberhalb dieser Grenze konnte der Schlupf bedingt durch den erforderlichen Versuchsaufbau nicht zutreffend ermittelt werden. Somit ist der Verlauf der jeweiligen Graphen oberhalb dieser Grenze als qualitative Darstellung zu sehen. Um den Einfluss der Verankerungslängen besser darzustellen, wurden in den Diagrammen die gleichen Markierungssymbole für gleiche Verankerungslängen verwendet.

In Bild 4 sieht man deutlich den Einfluss der Betondeckung z.B. bei Betrachtung des Verankerungsverhältnisses $l_b / d_s = 4,0$ d.h., bei Vergleich der Kurven V12C10L40, V12C15L40, V12C20L40 und V12C25L40. Erwartungsgemäß steigt die zur Bruchlast gehörende Stahlspannung an der Lasteinleitung mit der Betondeckung. Bei den Versuchen V12C25L20, V12C25L30 und V12C20L30 macht sich die Versagensart kegelförmiger Betonausbruch durch einen stark abfallenden Entfestigungsverlauf bemerkbar, wobei bei diesen drei Versuchen ab einem Schlupf von 2,0 mm die Stahlspannung auf ca. 160 N/mm² abfällt. Bei den Versuchen V12C25L80, V12C25L100 und V12C25L120 fällt auf, dass die Verläufe beinahe deckungsgleich sind. D.h., dass die Erhöhung der Verbundlänge keine nennenswerte Erhöhung der maximalen Stahlspannung mit sich brachte. Das kann daran liegen, dass hier eine Art Reißverschlusseffekt stattgefunden hat und somit wegen Aufspalten bzw. Längsrissbildung keine größere effektive Verbundlänge als 8,0 d_s aktiviert werden konnte.

5 Analytisches Modell

Der Model Code 2010 /8/ gibt eine Beziehung zwischen Verbundspannung und Schlupf als lokales Verbundspannungs-Schlupf-Gesetz vor. Damit wird eine direkte Kopplung zwischen dem an einer Stelle des Stabes auftretendem Schlupf und der an diesem Ort vorhandenen Verbundspannung vorgegeben. Die grundsätzliche Form des Gesetzes wird durch die Versagensart festgelegt. Es wird zwischen Spalten und Herausziehen unterschieden. Innerhalb jeder Versagensart wird zwischen guten und schlechten Einbaubedingungen unterschieden. Zusätzlich wird für den Fall des Spaltens zwischen Querdehnungsbehinderung (z.B. durch Bügel) und Querdehnungsfreiheit unterschieden.

Es wird angegeben, dass diese Gesetze zunächst nur für Stahldehnungen unterhalb der Streckgrenze und einer Betondeckung von mindestens über dem fünfachen Stabdurchmesser gelten. Des Weiteren gelten diese Gesetze nur für Stababschnitte, die sich weiter als der doppelte Stabdurchmesser an einem, die Stabachse kreuzenden, Riss befinden. Ansonsten wird eine vom Rissabstand abhängige, lineare Abminderung sowohl der markanten Verbundspannungs- als auch Schlupfwerte vorgeschlagen. Zusätzlich werden Abminderungsfaktoren angegeben, die den Einfluss von Fließdehnungen, Querspannungen, Längsrissen und ermüdungswirksamen sowie langandauernden Belastungen berücksichtigen.

Das zuerst angegebene, hauptsächliche Gesetz gilt zunächst für den Versagensfall Herausziehen und ist in vier Abschnitte eingeteilt (s. Bild 5). Die Abschnitte teilen sich in Abhängigkeit des Schlupfwertes auf. Im ersten Abschnitt wird ein exponentiell ansteigender Ast bis zum Erreichen einer maximalen Verbundspannung τ_{max} und des zugehörigen Schlupfwertes s_1 vorgegeben. Die Verbundspannung τ_{max} kann in Abhängigkeit der Betongüte und der Einbaubedingungen ermittelt werden. Der Schlupfwert s_1 wird für gute Einbaubedingungen mit 1,0 mm oder für schlechte mit 1,8 mm vorgegeben. Darauf folgt ein Plateauabschnitt in Höhe der Verbundspannung τ_{max} , dessen Ende bei einem Schlupfwert von 2,0 mm oder 3,6 mm je nach Einbaubedingungen angegeben wird. Im dritten Abschnitt wird eine lineare Entfestigung vorgegeben, dessen Ende bei einem Schlupfwert liegt, der dem Rippenabstand c_{clear} des verwendeten Bewehrungsstabes entspricht. Im vierten Abschnitt folgt eine konstante Verbundspannung τ_f , die mit 0,4 τ_{max} angegeben wird.

Für den Versagensfall Spalten ohne Querdehnungsbehinderung verbleiben nur noch zwei Abschnitte (s. Bild 5 links). Der erste Abschnitt folgt dem Verlauf für den Versagensfall Herausziehen. Das Ende dieses Abschnittes liegt bei Erreichen der Verbundspannung $\tau_{u,split}$. Der zugehörige Schlupfwert $s(\tau_{u,split})$ muss rechnerisch ermittelt werden. Darauf folgt ein linear abfallender Abschnitt, an dessen Ende keine Verbundspannung mehr aufgenommen werden kann. Das Ende dieses Abschnittes liegt bei $s_3 = 1,2 s_1$. Somit hängt dieser Schlupfwert direkt vom Verlauf für den Versagensfall Herausziehen ab.

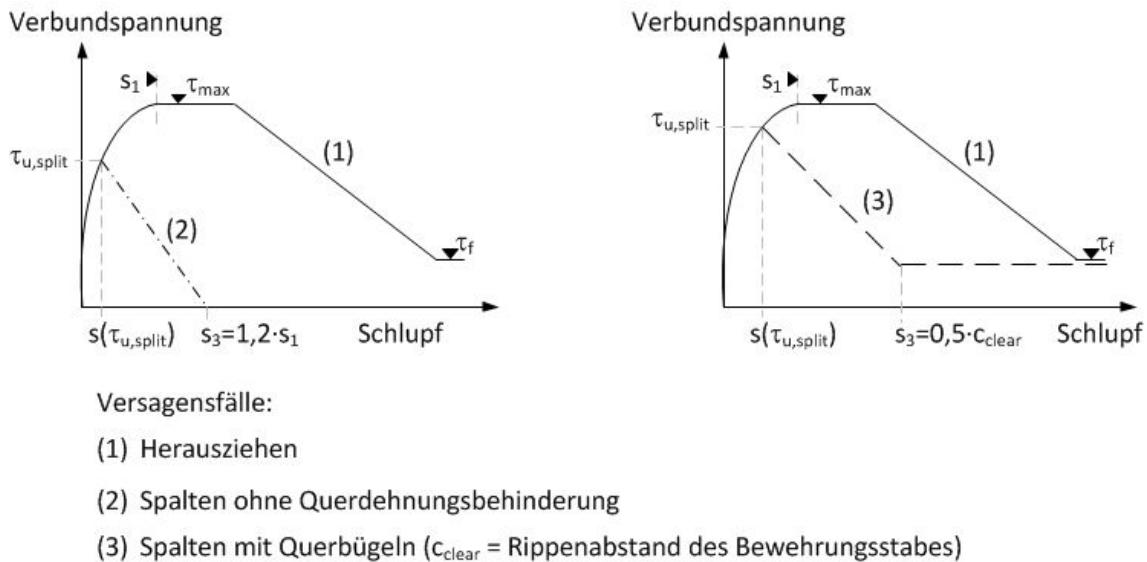


Bild 5: Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung nach Model Code 2010 /8/

Im Versagensfall Spalten mit Querbügeln, also mit einer Querdehnungsbehinderung, werden drei Abschnitte vorgegeben (s. Bild 8 rechts). Die ersten beiden Abschnitte ähneln qualitativ dem Verlauf für Spalten ohne Querdehnungsbehinderung. Im dritten Abschnitt verbleibt ein Verbundspannungswert. Der Schlupfwert an dieser Stelle hängt vom halben Rippenabstand des verwendeten Bewehrungsstabes ab.

5.1 Ansatzfunktion

Für den hier untersuchten UHPC liegt der Maximalwert der Verbundspannung τ_{\max} , für den Versagensfall Herausziehen, bei einem Schlupfwert von 0,1 bis 0,2 mm (s. Bild 1), was um eine Größenordnung unter den Angaben des Model Code 2010 /8/ (1,0 bis 1,8 mm) liegt.

Bei Stahlfaserbeton ohne Querbewehrung können die Fasern eine Querdehnungsbehinderung erzeugen. Es ist davon auszugehen, dass die Nachrisszugfestigkeit und der Entfestigungsverlauf im Bereich des Faserauszugs bzw. der Faseraktivierung den Verlauf der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung beeinflusst. Es ist aber unrealistisch, dass die Fasern so viel Querdehnungsbehinderung erzeugen können, dass in der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung ein Ast τ_f verbleibt, wie er im Model Code 2010 /8/ für den Fall des Spaltens mit Querbügeln angegeben wird.

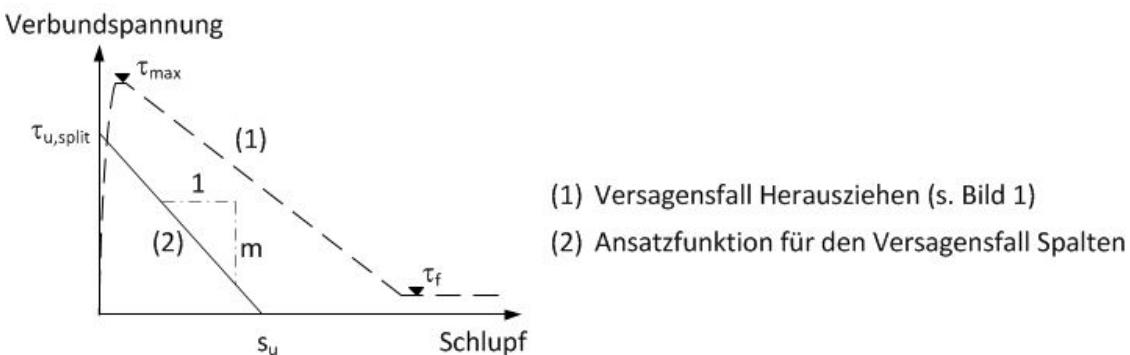


Bild 6: Lineare Ansatzfunktion bei UHPFRC im Versagensfall Spalten

Da der Maximalwert der Verbundspannung $\tau_{u,\text{split}}$ sehr nah am Schlupfwert $s = 0$ liegen muss (s. Bild 1 Mitte), der Minimalwert der Verbundspannung für einen Schlupfwert s_u in der Größenordnung des Rippenabstandes ($c_{\text{clear}} = 7,5 \text{ mm}$ bei $d_s = 12 \text{ mm}$) zu erwarten ist, und ein verbleibender Plateauwert τ_f der Verbundspannung nicht zu erwarten ist, wird ein linearer Ansatz für das lokale Verbundspannungs-Schlupf-Gesetz (s. Bild 6) für den hier verwendeten faserverstärkten UHPC im Versagensfall Spalten angenommen.

5.2 Lösung der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes

Ist der Schlupfverlauf über die Verbundlänge eindeutig definiert (Gleichung 2), so lässt sich durch Ableitung der Stahldehnungsverlauf bestimmen (Gleichung 3). Eine weitere Ableitung liefert den Verbundspannungsverlauf (Gleichung 4). Sie stellt die Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes unter Vernachlässigung der Betondehnungen dar.

$$s = s(x) \quad \text{für } x = 0 \text{ (Stelle der Lasteinleitung)} \text{ und } 0 \leq x \leq l_b \quad (2)$$

$$\varepsilon_s(x) = \frac{ds(x)}{dx} = \frac{4}{d_s \cdot E_s} (T_b(x) + C) \quad (3)$$

$$\frac{d^2 s(x)}{dx^2} = \frac{4}{d_s \cdot E_s} \tau_b(x) \quad (4)$$

Sparowitz /15/ stellte Überlegungen zur Lösung der Differentialgleichung unter der Annahme von linearen Verbundgesetzen an. Mit dem in Bild 4 dargestellten Verlauf lässt sich demnach eine Lösung für die DGL 2. Ordnung (Gleichung 4) als Linearkombination einer homogenen und partikulären Lösung finden. Mit der Abkürzung $k = 4/(d_s \cdot E_s)$ entstehen die folgenden Gleichungen.

$$s_{part} = \frac{\tau_{u,split}}{m} = s_u \quad (5)$$

$$s_{hom}(x) = C_1 \cdot \sin(\sqrt{k \cdot m} \cdot x) + C_2 \cdot \cos(\sqrt{k \cdot m} \cdot x) \quad (6)$$

Somit gilt für den Schlupfverlauf, den Dehnungsverlauf und den Verbundspannungsverlauf:

$$s(x) = s_{hom}(x) + s_u \quad (7)$$

$$\frac{ds(x)}{dx} = \varepsilon_s(x) = \sqrt{k \cdot m} \cdot [C_1 \cdot \cos(\sqrt{k \cdot m} \cdot x) - C_2 \cdot \sin(\sqrt{k \cdot m} \cdot x)] \quad (8)$$

$$\frac{d^2 s(x)}{dx^2} = k \cdot \tau_b(x) = k \cdot m \cdot s_{hom}(x) \quad (9)$$

In den Gleichungen 7 bis 9 sind vier Unbekannte ($\tau_{u,split}$, s_u , C_1 , C_2). Bei Kenntnis von 4 unabhängigen Randbedingungen könnten die Unbekannten ermittelt werden.

5.3 Ermittlung der Verbundgesetze durch Inversanalyse und Diskussion der Ergebnisse

Für die Inversanalyse durften nur Versuche herangezogen werden, bei denen die Stahldehnungen unterhalb der Streckgrenze lagen, da sich das Verbundverhalten bei plastischen Stahldehnungen stark verändert.

Zur Ermittlung des lokalen Verbundgesetzes nach Bild 6 wurden Randbedingungen auf Grundlage der Versuchsergebnisse herangezogen. Zunächst wurde ein einzelner Versuch aus Bild 4 für sich betrachtet. Dazu lagen Schlupfwerte und Stahlspannungswerte an der Stelle der Lasteinleitung (Index LE in Gleichung 10 und 11) für verschiedene Belastungsstufen vor. Aus der Fülle der Werte dieses einen Versuchs wurden 10 Stützstellen (Index i in Gleichung 10 und 11) ausgewählt. Für jede dieser Stützstellen hätte unter Verwendung von 4 Randbedingungen auf ein Verbundspannungs-Schlupf-Gesetz zurückgeschlossen werden können. Es konnten aber nur die drei folgenden Randbedingungen für jede Stützstelle verwendet werden.

$$s(x=0) = s_{LE,i} \quad (10)$$

$$\varepsilon_s(x=0) = \varepsilon_{LE,i} \quad (11)$$

$$\varepsilon_s(x=l_b) = 0 \quad (12)$$

Die Randbedingungen in Gleichung 10 und 11 sind eindeutig. Die Randbedingung in Gleichung 12 entsteht durch die Beobachtung eines Endquerrisses im Versuch, am Ende der Verbundlänge (s. Bild 3), was darauf schließen lässt, dass die volle Verankerungslänge aktiviert wurde.

Die Konstanten C_1 und C_2 konnten aus den Gleichungen 10 und 11 (siehe auch Gleichungen 7 und 8) ermittelt werden. Da sich der Schlupfverlauf über die Verbundlänge gesehen in Abhängigkeit der Belastungsstufe, d.h. der eingeleiteten Stahlspannung ändert, ändern sich auch die Konstanten C_1 und C_2 in Abhängigkeit der Belastungsstufe. Die Unbekannten $\tau_{u,split}$ und s_u ändern sich aber in Abhängigkeit der Belastungsstufe nicht, da sie zum Verbundspannungs-Schlupf-Gesetz gehören.

Da für jede Belastungsstufe nur drei Randbedingungen vorlagen und somit ein unterbestimmtes Gleichungssystem vorlag, wurde wie folgt vorgegangen (s. Bild 7). Für die erste Stützstelle, d.h. die erst gewählte Belastungsstufe wurde der Wert $\tau_{u,split,i=1}$ zunächst vorgewählt und mit Hilfe der Randbedingungen $s_{u,i=1}$ ermittelt. Dann wurde für die verbleibenden neun Stützstellen bzw. Belastungsstufen mit dem gleichen $\tau_{u,split,i=1}$ das jeweilige $s_{u,i}$ ermittelt. Hierdurch ergab sich zunächst für jede Belastungsstufe ein anderer Wert für $s_{u,i}$. Anschließend wurde der Wert $\tau_{u,split}$ iterativ für alle Belastungsstufen um das gleiche Maß verändert bis die Abweichungen zwischen den Werten $s_{u,i}$ minimal wurden. Damit ergaben sich zehn möglichst minimal voneinander abweichende $s_{u,i}$ Werte. Der Mittelwert $s_{u,im}$ wurde dann verwendet, um das für diesen Versuch gültige Verbundspannungs-Schlupf-Gesetz anzugeben.

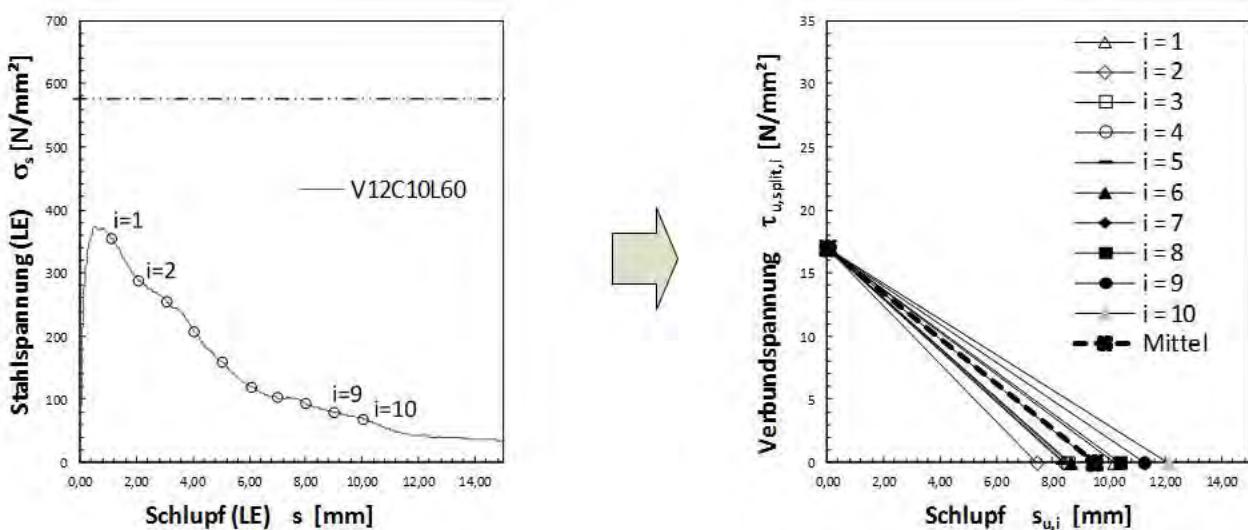


Bild 7: Iterative Suche nach dem Verbundgesetz, auszugsweise für den Versuch V12C10L60

Diese Vorgehensweise wurde für die weiteren Versuche analog durchgeführt. Somit konnte iterativ für jeden herangezogenen Versuch ein eigenes Verbundspannungs-Schlupf-Gesetz ermittelt werden. Die Ergebnisse dazu sind in Bild 8 dargestellt.

Die Versuche mit dem Betondeckungsverhältnis von $c = 1,0 d_s$ und $c = 1,5 d_s$ zeigten die Versagensform V-artiges Spalten und Spalten/Längsrissbildung (s. Bild 6). Die hierfür ermittelten Verbund-Spannungs-Schlupf-Gesetze zeigen den günstigen Einfluss der wachsenden Betondeckung (s. Bild 9). Der Maximalwert $\tau_{u,split}$ steigt proportional mit der Betondeckung. Die Steigungen sind aber nicht direkt vergleichbar, da der maximale Schlupf s_u eher unterproportional mit der Betondeckung steigt.

Die ermittelten Gesetze für die Betondeckungsvarianten $c = 2,0 d_s$ und $c = 2,5 d_s$ sind unbedingt vor dem Hintergrund der Versagensform kegelförmiger Betonausbruch zu betrachten (s. Bild 3). Die Relativverformungen zwischen Stahl und Beton an der Lasteinleitungsstelle entstanden bei diesen Versuchen nicht nur durch Herausziehen des Stabes allein, sondern auch durch einen kegelförmigen Rissverlauf um die Lasteinleitungsstelle. Dabei entstand ein tellerartiger Riss. Seine Öffnung wurde im Verlauf der Belastung im Versuch, bedingt durch den Messaufbau, mit als Schlupf gemessen. Deshalb sind die für diese Versuche ermittelten Verbundspannungs-Schlupf Gesetze kritisch zu sehen. Bei den Auswertungen der Versuchskörperbrucharten war bei diesen Betondeckungsvarianten die Einteilung in die zutreffende Versagensform (s. Bild 3) besonders schwierig, weil hier eine Kombination mit dem Spalten stattfand.

Die ermittelten Verbundspannungs-Schlupf-Gesetze (s. Bild 8) für den hier verwendeten faserbewehrten UHPC beziehen sich auf sehr große Schlupfwerte. Deshalb sind diese Gesetze nicht für Ermittlungen der Rissbreite im Grenzzustand des Gebrauchs verwendbar, sondern für Betrachtungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit. Für Rissbreiten die unter 0,2 mm stattfinden, müssen andere Verbundgesetze verwendet werden, z.B. solche wie sie von Leutbecher in /13/ vorgeschlagen werden.

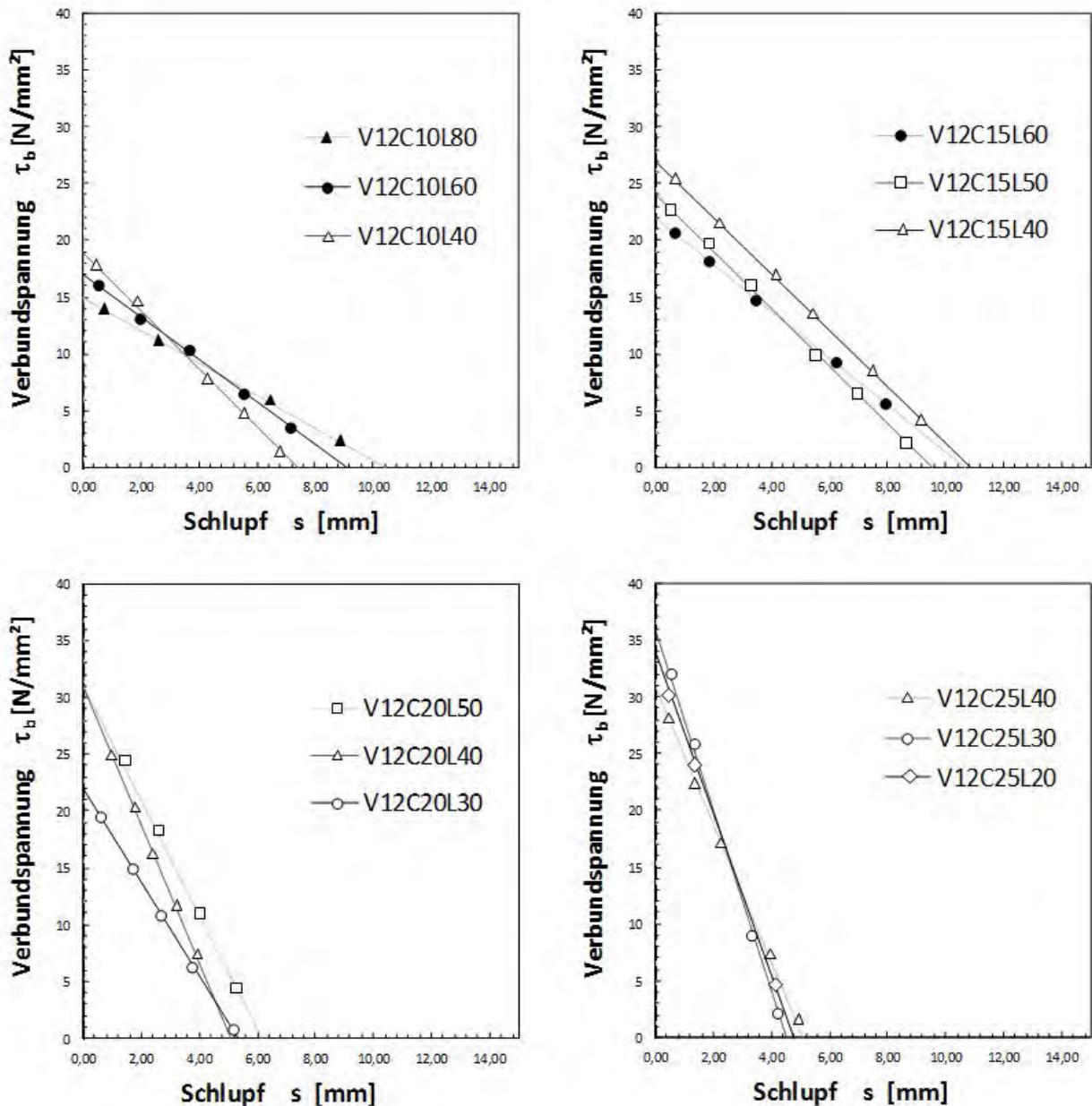


Bild 8: Ermittelte Verbundspannungs-Schlupf-Gesetze für UHPFRC (M3Q mit 1,5 Vol.-% $l_f/d_f = 68,4$)

6 Zusammenfassung und Ausblick

Für die UHPC-Mischungszusammensetzung M3Q (nach /12/) wurden Versuche durchgeführt. Dabei wurde an Pull-Out-Körpern mit einer Einbindelänge von $1,5 d_s$ und einer Betondeckung von $4,5 d_s$ das Verbundverhalten für den Versagensfall Herausziehen untersucht. Da sich diese Ergebnisse nicht einwandfrei auf längere Einbindelängen und andere Betondeckungsvariationen übertragen lassen, wurden mit der stahlfaser verstärkten Mischungszusammensetzung M3Q ($1,5 \text{ Vol.}\% l_f/d_f = 13/0,19 \text{ mm} = 68,4$) Versuche unter Variation dieser Parameter unternommen. Dabei wurden unterschiedliche Versagensformen wie kegelförmiger Betonausbruch, V-artiges Spalten und Spalten mit Längsrissbildung für bestimmte Kombinationen von

Betondeckung und Verankerungslänge festgestellt. Anhand der an der Lasteinleitungsstelle gemessenen Stahlspannungen und dem Schlupf konnten durch Lösung der Differentialgleichung des verschieblichen Verbunds Ansätze für die lokalen Verbundspannungs-Schlupf-Gesetze unter bestimmten Betondeckungsvariationen bestimmt werden (s. Bild 8).

Weitere Fragestellungen sind von Interesse:

- Welche direkte Beziehung besteht zwischen dem Nachrissverhalten des UHPFRC und den Verbundegenschaften von stabstahlbewehrtem, nicht vorgespannten Stahlbeton?
- Welchen Einfluss auf das Verbundverhalten von UHP(FR)C hat die bezogene Rippenfläche von Bewehrungsstäben?
- In welchem Maße optimiert eine Querbewehrung das Verbundverhalten von Stabstahlbewehrung in UHPC?
- Ist eine Querbewehrung bei Verwendung von stahlfaserbewehrten UHPC entbehrlich?

7 Literatur

- /1/ Rehm, G.: Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 138, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1961.
- /2/ Martin, H.: Zusammenhang zwischen Oberflächenbeschaffenheit, Verbund und Sprengwirkung von Bewehrungsstählen unter Kurzzeitbelastung, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 228, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1973
- /3/ Fehling, E.: Zur Energiedissipation und Steifigkeit von Stahlbetonbauteilen unter besonderer Berücksichtigung von Rißbildung und verschieblichem Verbund, Darmstadt, 1990.
- /4/ Elgehausen, R.; Popov, E.P.; Bertero, V.V.: Local Bond Stress-Slip Relationships of Deformed Bars under Generalized Excitations, Earthquake Engineering Research Center, Report No. UCB/EERC-83/23, University of California, Berkeley, 1983.
- /5/ Comité Euro-International du Béton, CEB-FIP Model Code for Concrete Structures, Lausanne, 1990.
- /6/ Shima, H.; Chou, L.-L.; Okamura, H.: Micro and Macro Models for Bond in Reinforced Concrete, Journal of the Faculty of Engineering, Vol. XXXIX, No. 2, University of Tokyo, 1987.
- /7/ Sigrist, V.: Zum Verformungsvermögen von Stahlbetonträgern, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, IBK Bericht Nr. 210, Juli 1995.
- /8/ fédération internationale du béton. Model Code 2010, final draft, Lausanne, 2012.
- /9/ Aarup, B. et al.: Fiber Reinforced High Performance Concrete for in-situ Cast Joints, Proceedings of International Symposium on High Performance Concrete, September 25-27, 2000, Orlando, Florida, USA.
- /10/ Reineck, K.-H., Greiner, S.: Tests on ultra-high performance fibre reinforced concrete designing hot-water tanks and UHPFRC-shells. Ultra High Performance Concrete (UHPC), Proceedings of the International Symposium on Ultra-High Performance Concrete, Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 3, kassel university press GmbH, Kassel, 2004.
- /11/ Jungwirth, J.: Zum Tragverhalten von zugbeanspruchten Bauteilen aus Ultra-Hochleistungs-Faserbeton. Thèse N° 3429, Faculté Environment Naturel, Architectural et Construit, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, 2006.
- /12/ DFG SPP 1182: DFG Schwerpunktprogramm, Nachhaltiges Bauen mit ultra-hochfestem Beton.
- /13/ Leutbecher, T.: Rissbildung und Zugtragverhalten von mit Stabstahl und Fasern bewehrtem Ultra-hochfesten Beton (UHPC). Dissertation, Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 9, kassel university press GmbH, Kassel, 2008.
- /14/ Alvarez, M.: Einfluss des Verbundverhaltens auf das Verformungsvermögen von Stahlbeton. Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich. Juli 1998.
- /15/ Sparowitz, L.: Eine geschlossene Näherungslösung für das Verbundproblem. Festschrift zum sechzigsten Geburtstag von O.Univ.-Prof. Dr.techn.Dipl.-Ing. Richard Greiner. Graz: TU Graz, 2001.

Paul Lorenz

M.Sc., Wissenschaftlicher Mitarbeiter
Universität Kassel
Kurt-Wolters-Straße 3
D-34125 Kassel
Tel. +49 561 804 – 2668
Fax +49 561 804 – 2803
p.lorenz@uni-kassel.de

Forschungsschwerpunkt:

- Verbundeigenschaften von nicht vorgespannter Bewehrung in Ultrahochfestem Beton



