

**Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau**  
**Structural Materials and Engineering Series**

**Heft 1**  
**No. 1**

# **Entwicklung, Dauerhaftigkeit und Berechnung Ultrahochfester Betone (UHPC)**

**Forschungsbericht**  
**DFG FE 497/1-1**

E. Fehling  
M. Schmidt  
T. Teichmann  
K. Bunje  
R. Bornemann  
B. Middendorf

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

ISBN 3-89958-108-3  
URN urn:nbn:de:0002-1083

© 2005, kassel university press GmbH, Kassel  
[www.upress.uni-kassel.de](http://www.upress.uni-kassel.de)

## **Herausgeber**

Prof. Dr.-Ing. habil. M. Schmidt  
Universität Kassel  
Fachbereich Bauingenieurwesen  
Fachgebiet Werkstoffe des Bauwesens  
Mönchebergstr. 7  
34125 Kassel  
Tel. +49 (561) 804 2601  
Fax +49 (561) 804 2662  
[baustk@uni-kassel.de](mailto:baustk@uni-kassel.de)  
[www.uni-kassel.de/fb14/baustoffkunde](http://www.uni-kassel.de/fb14/baustoffkunde)

Prof. Dr.-Ing. E. Fehling  
Universität Kassel  
Fachbereich Bauingenieurwesen  
Fachgebiet Massivbau  
Mönchebergstr. 7  
34125 Kassel  
Tel. +49 (561) 804 2656  
Fax +49 (561) 804 2803  
[bauing.massivbau@uni-kassel.de](mailto:bauing.massivbau@uni-kassel.de)  
[www.uni-kassel.de/fb14/massivbau](http://www.uni-kassel.de/fb14/massivbau)

## **Redaktion**

Dipl.-Ing. T. Teichmann

Druck und Verarbeitung: Unidruckerei der Universität Kassel  
Printed in Germany

1.	Einleitung .....	2
2.	Stand der Forschung.....	4
3.	Baustofftechnologische Untersuchungen .....	7
3.1.	Charakterisierung und Einflüsse der Ausgangsstoffe.....	7
3.1.1.	Zement.....	7
3.1.2.	Betonzusatzstoffe.....	7
3.1.3.	Gesteinskörnungen .....	9
3.1.4.	Fließmittel.....	10
3.1.5.	Stahlfasern .....	11
3.1.6.	Polypropylenfasern für Brandversuche .....	14
3.2.	Zusammensetzung und Herstellung .....	15
3.2.1.	Betonzusammensetzung.....	15
3.2.2.	Prüfkörper und Prüfverfahren.....	16
3.2.3.	Mischen.....	17
3.2.4.	Verdichtung .....	18
3.2.5.	Lagerung der Prüfkörper .....	18
3.2.6.	Vorversuche zum Einfluss der Wärmebehandlung .....	19
3.3.	Eigenschaften des frischen Betons .....	23
3.3.1.	Einfluss des Fließmittels .....	23
3.3.2.	Einfluss von Stahlfasern auf die Frischbetonkonsistenz .....	24
3.4.	Orientierende Versuche mit veränderten Mischungsrezepturen .....	27
3.4.1.	Einfluss der Korngröße auf die Druckfestigkeit .....	27
3.4.2.	Einfluss der Packungsdichte des Feinstoffes auf die Frisch- und Festbetoneigenschaften .....	28
3.4.3.	Verringerung des Leimgehaltes .....	33
3.5.	Festbetoneigenschaften .....	37
3.5.1.	Mechanische Eigenschaften .....	37
3.5.2.	Lastabhängige Verformungen .....	50
3.5.3.	Lastunabhängige Verformungen .....	54
3.5.4.	Gefügeeigenschaften und Dichtheit .....	60
3.6.	Ermüdungsverhalten .....	69
3.6.1.	Versuchsprogramm.....	69
3.6.2.	V Versuchsergebnisse.....	71
3.7.	Dauerhaftigkeit .....	75
3.7.1.	Carbonatisierung.....	75
3.7.2.	Widerstand gegen Sulfatangriff .....	76
3.7.3.	Frostwiderstand.....	90
3.7.4.	Frost-Tausalz-Widerstand .....	90
3.7.5.	Brandwiderstand .....	96
4.	Bauteilversuche .....	106
4.1.	Bauteilversuche an Balken .....	106
4.1.1.	Zielsetzung.....	106
4.1.2.	Versuchseinrichtung und Versuchsdurchführung.....	107
5.	Zusammenfassung.....	118
6.	Literaturverzeichnis .....	127

Anmerkung: Der Abschlussbericht an die DFG enthielt umfangreiche Anlagen zu den Untersuchungsergebnissen.

## 1. Einleitung

Ultra-Hochfester Beton ist ein sehr gefügedichter Beton mit einer Druckfestigkeit zwischen rd. 150 N/mm<sup>2</sup> und 250 N/mm<sup>2</sup>. Er ermöglicht es, sehr filigrane, leichte, rohstoff- und energiesparende Bauteile und Bauwerke mit Beton herzustellen. Er wurde bislang nur im Ausland für einige wenige Pilotprojekte verwendet. Seine Zusammensetzung und seine Eigenschaften wurden dabei objektbezogen festgelegt und nachgewiesen. Generelle, verallgemeinerbare Erkenntnisse über die Ausgangsstoffe, die sachgerechte Zusammensetzung und Herstellung, über das stoffliche Verhalten, die Möglichkeit, es zu optimieren, die sachgerechte Prüfung sowie für eine stoffgerechte Bemessung und Konstruktion fehlten bislang ganz oder waren nur bruchstückhaft vorhanden.

Ziel des von der Deutschen Forschungsgemeinschaft dankenswerterweise geförderten Forschungsvorhabens war es, diese Wissenslücken weitmöglichst zu schließen. Dabei wurde auf den veröffentlichten Stand des Wissens und der Technik aufgebaut.

Ziel des Forschungsvorhabens war es, grundlegende Erkenntnisse zu schaffen über:

- die gezielte Auswahl und sachgerechte Bewertung der Ausgangsstoffe für UHPC,
- ihre optimale Zusammensetzung, um einen möglichst leicht verarbeitbaren, homogenen Beton mit einem sehr porenarmen, dichten Gefüge und einer möglichst hohen nutzbaren Druck- und Zugfestigkeit zu erhalten,
- eine festigkeitssteigernde Wärmebehandlung ohne nachteilige Folgen für die Dauerhaftigkeit,
- die Möglichkeit, UHPC mit ausreichender Duktilität herzustellen, um die hohe Festigkeit im Bauwerk risikolos ausnutzen zu können,
- die Bewertung des Verhaltens unter zyklischer Beanspruchung, wie z.B. bei Verkehrs- oder Offshorebauwerken,
- einen ausreichend hohen und dauerhaften Widerstand des Baustoffes gegen Carbonatisierung, Witterungseinflüsse, chemischen Angriff etc.,
- die zielsichere Herstellung des Betons und die dafür geeignete Misch- und Verdichtungstechnik sowie

- seine technische und wirtschaftliche Weiterentwicklung, z.B. in Hinblick auf niedrigere Zementgehalte und/oder ein größeres Größtkorn des Betons bei gleichbleibender Leistungsfähigkeit und
- erste verwertbare Ansätze für die Modellierung, die rechnerische Optimierung der Zusammensetzung, die Vorausberechnung und des Verhaltens.

Alle Untersuchungen wurden im Wesentlichen an zwei, in umfangreichen Vorversuchen entwickelten UHPC, einem feinkörnigen Beton mit 0,5 mm Größtkorn und einem grobkörnigen Beton mit einem Größtkorn von 8 mm. Die Grundzusammensetzung dieser beiden Betone wurde dort, wo es die Zielsetzung notwendig machte, z.T. mehrfach variiert. Beide Betone wurden mit und ohne Stahlfasern geprüft.

Den Schwerpunkt der Untersuchungen bildete die stoffliche Zusammensetzung und das stoffliche Verhalten des Frisch- und Festbetons. Exemplarisch wurden auch einige Untersuchungen an bewehrten Balken mit und ohne Fasern durchgeführt, um das Bruchverhalten bei Biegezugbeanspruchung abschätzen zu können. Sie dienen dazu, die zahlreichen noch offenen Fragen hinsichtlich der stoffgerechten, sicheren Bemessung und Konstruktion von Bauwerken aus UHPC einzuschätzen.

Wir danken der Deutschen Forschungsgemeinschaft für die Förderung der Arbeit. Sie hat damit einen wesentlich Beitrag zu einer neuen, hoch anspruchvollen Betontechnologie geleistet. Sie wird neue konstruktive und gestalterische Lösung mit Beton ermöglichen, wie sie bislang nur mit dem Baustoff Stahl verbunden wurden.

## 2. Stand der Forschung

Erste Arbeiten zum Thema Ultra-Hochfester Beton (UHPC) begannen in den siebziger Jahren in den USA. Damals wurden im Labor Zementleime mit Druckfestigkeiten bis zu rd. 440 N/mm<sup>2</sup> hergestellt [R1]. 1986 wurde in Dänemark das Produkt DENSIT [P1] patentrechtlich geschützt. Weitere Publikationen [R3,H2] und die Anmeldung des Produktes DUCTAL [P3, P4] durch die Firma Bouygues im Jahr 1992 folgten. Der neue Baustoff wurde im Jahr 1997 erstmals bei einer Fußgängerbrücke in Kanada, der Sherbrooke Pedestrian/Bikeway und bei der Erweiterung des Atomkraftwerkes Cattenom in Frankreich sowie im vergangenen Jahr bei einer Fußgängerbrücke in Korea angewendet.

Die hohe Festigkeit des UHPC wird in erster Linie dadurch erreicht, dass die Porosität des Zementsteins gesenkt und der Anteil an Feinstkorn im Zementstein erhöht werden [B1]. Möglich ist dies, in dem der Wasser/Bindemittelwert unter den zur vollständigen Hydratation theoretisch notwendigen Wert von 0,23 bis 0,25 abgesenkt wird. Dadurch werden die Kapillarporen und die mit Hydratphasen zu füllenden Gefügaporen im Mikrogefüge des Zementsteins stark reduziert und seine Festigkeit nachhaltig erhöht.

Um trotz des niedrigen Wasser/Bindemittelwertes eine verarbeitungsfähige Konsistenz sicherzustellen, werden leistungsfähige Fließmittel verwendet. Nach [L1] erzielte man seinerzeit mit den damals vorhandenen Melaminharzprodukten die beste verflüssigende Wirkung. Heute werden praktisch nur noch Fließmittel auf der Basis von Polycarboxylaten oder Polycarboxylatethern verwendet [B1]. Dabei wurde unter anderem festgestellt, dass das gleiche Fließmittel mit unterschiedlichen Zementen durchaus unterschiedlich wirksam sein kann.

Die Kornzusammensetzung des Feinstkorns beeinflusst die Festigkeit der Zementsteinmatrix wesentlich. Es muss granulometrisch so zusammengesetzt sein, dass eine möglichst dichte Kornpackung entsteht. Im Einzelfall kann dies entweder durch Versuche [P5] oder mit Hilfe geeigneter Rechenverfahren [R1,B6] optimiert werden.

Das Größtkorn Ultra-Hochfester Betone wurde bei den meisten bisherigen Untersuchungen auf rd. 0,6 bis 1 mm beschränkt [R1,B6]. Optimiert werden dabei insbesondere die Körnungen bis zu einer Korngröße von 0,125 mm (Mehlkorn).

Mit bis zu rd. 30 M.-% Mikrosilica bezogen auf den Zementanteil gelingt es, die durch die Calciumhydroxid  $\text{Ca(OH)}_2$  –Anreicherung entstehenden Hohlräume in der Übergangszone zwischen der Zementsteinmatrix und den gröberen Zuschlagkörnern (interfacial zone) zu vermeiden. Das dort vorhandene  $\text{Ca(OH)}_2$  reagiert mit der Kieselsäure des Mikrosilica zu zusätzlichen CSH-Phasen. Der Verbund zwischen Matrix und Zuschlag wird dadurch wesentlich verbessert. Gleichzeitig sinkt allerdings der pH-Wert der Porenlösung [M4].

Die Hydratation von Zement und Beton wird erfahrungsgemäß durch eine Wärmebehandlung stark beschleunigt und intensiviert [B1,R5]. Auch die Reaktion des Mikrosilicas mit dem Portlandit des Porenwassers wird dadurch angeregt. Durch eine Wärmebehandlung bei Temperaturen zwischen rd. 65 und 450 °C wurde bereits nach zwei Tagen eine Druckfestigkeit bis zu rd. 250 N/mm<sup>2</sup> erreicht [R5]. Die Druckfestigkeit wärmebehandelter Proben aus sonst gleichem Beton ist in aller Regel deutlich höher als bei Wasserlagerung.

Ultra-Hochfester Beton ist ohne zusätzliche Maßnahmen sehr spröde. Durch die Zugabe von rd. 2 bis 4 V.-% Stahlfasern wurde eine ausreichende, statisch verwertbare Duktilität im Nachbruchbereich des Betons erreicht [A1]. Großen Einfluss hat dabei die Fasergröße und die Geometrie. Fasern mit einer Länge bis zu rd. 25 mm und einem Durchmesser von 0,15 bis 0,2 mm verbessern die Duktilität des Festbetons am wirksamsten [C1,R3]. Sie sind allerdings schwerer einzumischen und verringern die Frischbetonkonsistenz des Betons stark. Mit bis zu rd. 12 mm langen Stahlfasern wurde eine Biegezugfestigkeit von bis zu 50 N/mm<sup>2</sup> erreicht [C1,R3].

UHPC besitzt nach den bislang durchgeführten Untersuchungen einen hohen Widerstand gegen chemische und physikalische Angriffe. Dies ist auf seine geringe Porosität zurückzuführen, die bei nichtwärmebehandelten Betonen etwa 8 bis 10 V.-%, bei wärmebehandelten Betonen nur rd. 4 bis 6 V.-% und bei Vakuummethode nur rd 2 bis 4 V.-% erreicht [C3]. Wenig Ergebnisse und Erfahrungen liegen über die Dauerhaftigkeit von Ultra-Hochfestem Beton vor. In [M5] wurde vermutet, dass wegen der sehr geringen Wasser-Zementwerte und der Wärmebehandlung bei überwiegend mehr als 70 °C günstige Voraussetzungen für die Bildung von Sekundärettringit gegeben sind. Außerdem wird verschiedentlich auf die Möglichkeit

hingewiesen, dass sich durch die in den wärmebehandelten Betonen auftretenden thermischen Gradienten verstärkt Mikrorisse bilden können.

Hochfeste Betone neigen unter Brandbeanspruchungen nach [B7] dazu, unkontrolliert zu versagen. Durch die Zugabe von Polypropylenfasern konnte zumindest bei hochfesten Betonen der Brandwiderstand günstig beeinflusst werden. Inwieweit sich diese Erkenntnisse auch auf Ultra-Hochfeste Betone übertragen lassen, ist mit Gegenstand der nachstehenden Untersuchungen.



### 3. Baustofftechnologische Untersuchungen

#### 3.1. Charakterisierung und Einflüsse der Ausgangsstoffe

##### 3.1.1. Zement

DIN EN 197-1 enthält 27 genormte Zemente zum Teil sehr unterschiedlicher stofflicher Zusammensetzung. In den bisherigen Untersuchungen an UHPC wurde überwiegend ein C<sub>3</sub>A-armes Portlandzement CEM I HS verwendet [H1/M1]. Dadurch wird einer möglichen sekundären Ettringitbildung vorgebeugt. Zu dem sind der Wasseranspruch und die Wärmeentwicklung dieser Zemente in der Regel niedriger. Aus diesen Gründen wurde auch bei den nachstehenden Untersuchungen überwiegend ein Portlandzement CEM I 52,5R HS/NA mit hohem Sulfatwiderstand nach DIN 1164 aus dem Werk A verwendet. Lediglich bei den in Abschnitt 3.7.2 beschriebenen Untersuchungen zur Sekundärettringitbildung wurden Portlandzemente der Festigkeitsklasse 42,5R mit unterschiedlich hohem C<sub>3</sub>A-Anteil aus dem Werk B verwendet (siehe Tafel 3.1-1). Die wesentlichen Kenndaten des CEM I 52,5R HS/NA sind in den Tabellen 3.1-1 und 3.1-2 zusammengestellt.

	CEM I 52,5 R HS/NA	CEM I 42,5 R <sup>1)</sup>	CEM I 42,5 R HS <sup>1)</sup>
C <sub>3</sub> S (M.-%)	61,0	58,0	62,0
C <sub>2</sub> S (M.-%)	15,1	15,0	13,0
C <sub>3</sub> A (M.-%)	1,5	12,0	0
C <sub>4</sub> (AF) (M.-%)	17,0	7,0	19,0

Tabelle 3.1-1: Klinkerphasenzusammensetzung der verwendeten Zemente

1) für Untersuchungen zur Sekundärettringitbildung nach Abschnitt 3.7.2

##### 3.1.2. Betonzusatzstoffe

Zur granulometrischen Optimierung des Zementsteins wurden Mikrosilica und unterschiedlich fein aufgemahlene Quarzmehle verwendet. Ihre wesentlichen Kenndaten können Tabelle 3.1-2 entnommen werden.

Die Korngrößenverteilung aller mehlfeinen Komponenten wurde mit einem Lasergranulometer LS 230 der Firma Beckmann-Coulter mit einem HF-Modul

(Hazardous-Fluid-Modul) gemessen. Als Messmedium wurde Isopropanol verwendet. Die Kornform der Partikel mit einer mittleren Korngröße von weniger als 0,125 mm wurde mit dem Rasterelektronenmikroskop bestimmt, bei größeren Körnern mit Hilfe der computergestützten Partikelanalyse (CPA).

In Vorversuchen wurden unterschiedliche Mikrosilica-Produkte hinsichtlich ihrer Wirksamkeit für UHPC verglichen. Rheologisch am wirksamsten war das in Tabelle 3.1-2 beschriebene hochfeine Mikrosilica MII mit einem SiO<sub>2</sub>-Anteil von rd. 98 %, siehe Abschnitt 3.3.

Die beiden unterschiedlich feinen Quarzmehle wurden von dem gleichen Werk bezogen (Werk C). Sie entstammten dem gleichen Quarzvorkommen.

	Gehalt SiO <sub>2</sub>	Größt- korn	Roh- dichte	Spez. Oberfläche (Blaine)	Kornanteil < 0,125 mm	Kornanteil < 0,09 mm	Lagepara- meter d'	Steigungs- maß n
	[M.-%]	[µm]	[kg/dm <sup>3</sup> ]	[cm <sup>2</sup> /g]	[M.-%]	[M.-%]	[µm]	
Sand 0,125/0,5	99,5	500	2,65	100	1	0,3	320	3,10
Basalt	-	8000	3,06	-	-	-	-	-
Zement CEM I 52,5 R HS	-	50	3,1	4530	100	100	12	1,00
Microsilica MI	94,0	1	2,20	20 x10 <sup>4</sup>	100	100	-	
Microsilica MII	98,3	1	2,20	20 x10 <sup>4</sup>	100	100	-	
Quarzmehl QI	99	60	2,65	3800 <sup>1)</sup>	99,9	99	20	1,04
Quarzmehl QII	99	300	2,65	1000 <sup>1)</sup>	68	55	110	0,94
Drahtfasern	-	-	7,85	-	-	-	-	-
Polypropylen- fasern	-	-	0,92	-	-	-	-	-
Fließmittel	-	-	1,05	-	-	-	-	-

Tabelle 3.1-2: Eigenschaften von Ausgangsstoffen für UHPC

Die Kornzusammensetzung der verwendeten Feinststoffe ist in Abbildung 3.1-1 dargestellt.

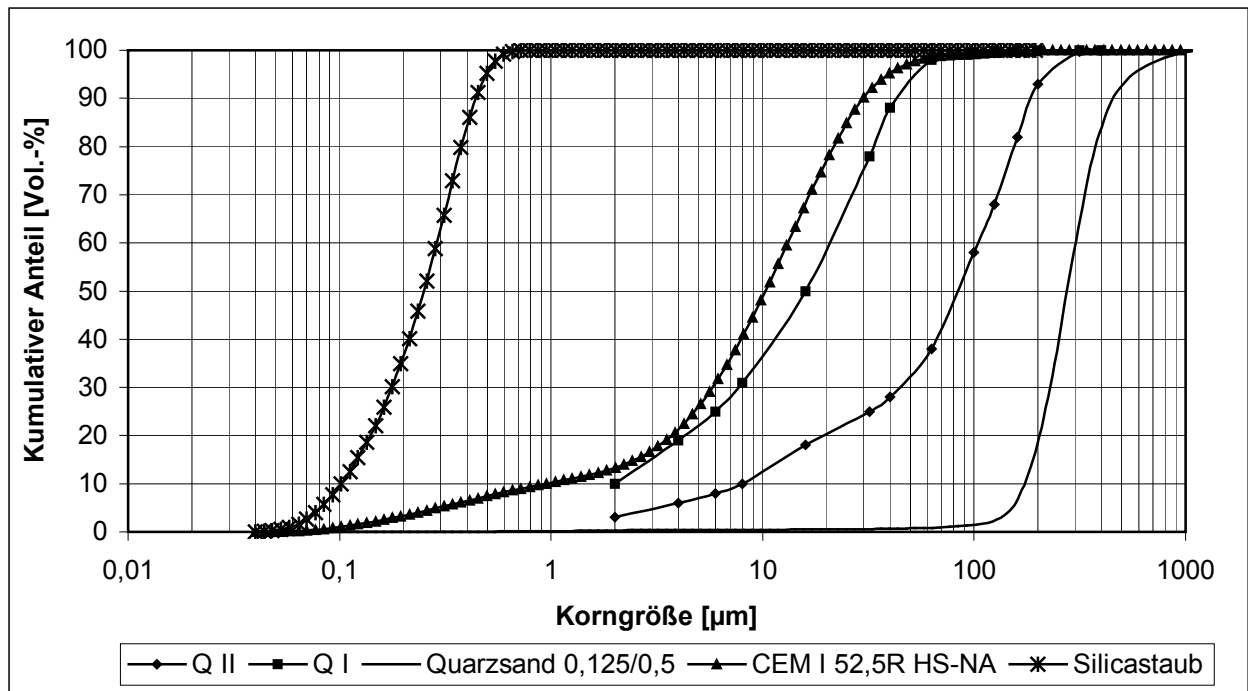


Abbildung 3.1-1: Summenkurven der verwendeten Feinstoffe, gemessen mit dem Lasergranulometer LS230

### 3.1.3. Gesteinskörnungen

Ultra-Hochfester Beton lässt sich in vielen Varianten herstellen und so gezielt auf die jeweilige Anwendung anpassen. Beton mit größerem Größtkorn und mit gut korngestuftem Zuschlag benötigt aufgrund des geringen Hohlraumgehalts des Zuschlags weniger Bindemittel um zur Erzielung vergleichbarer Verarbeitungs- und Festbetoneigenschaften. An der Universität Kassel wurden deshalb im Rahmen des Forschungsprogramms sowohl Feinkornbetone mit einem Größtkorn von 0,5 mm als auch Grobkornbetone mit einem Größtkorn von bis zu 16 mm untersucht.



Abbildung 3.1-2: Quarzsand 0,125/0,5 mm

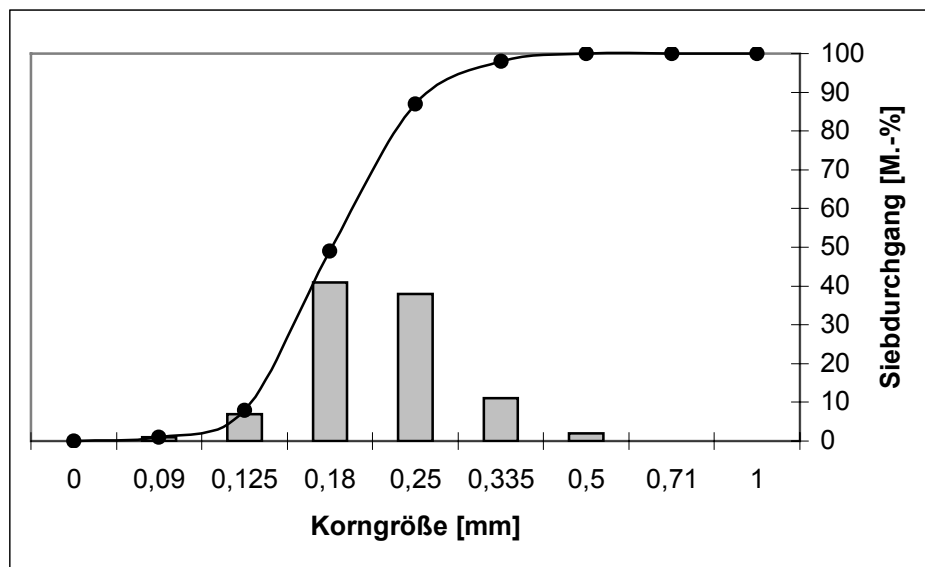


Abbildung 3.1-3: Kumulative und differentiale Korngrößenverteilung des Quarzsandes nach Tabelle 3.1-2, Siebanalyse

Für die Feinkorn- wie auch die Grobkornbetone wurde ein handelsüblicher, aufbereiteter Quarzsand aus dem Werk C des gleichen Herstellers wie das Quarzmehl mit einem Kornband von 0,125 bis 0,500 mm nach DIN 4226-1 verwendet. Die Korngrößenverteilung des Quarzsandes kann Abbildung 3.1-3 entnommen werden. Als Grobkornzuschlag wurde handelsüblicher Basaltsplitt aus dem Raum Kassel mit einem Größtkorn von 8 mm nach DIN 4226 in den Fraktionen 2/5mm, 5/8mm verwendet. Bei orientierenden Versuchen zum Einfluss des Größtkorns und zur Reduzierung des Gesamtleimgehaltes wurde auch Basaltzuschlag bis 16 mm verwendet.

#### 3.1.4. Fließmittel

Ultra-Hochfester Beton enthält zwischen 350 bis 400 l/m<sup>3</sup> Mehlkorn  $\leq 0,125$  mm. Deswegen und wegen des geringen Wassergehaltes ( $w/b$ -Wert  $\leq 0,25$ ) sind wirksame Fließmittel erforderlich, um Ultra-Hochfesten Beton ausreichend verarbeitbar zu machen. Es wurden drei verschiedene Fließmittel verwendet, eines auf Basis von Polycarboxylaten (FM 3) und zwei auf der Basis von Polycarboxylatethern (FM 1, FM 2). Sie hatten sich in Vorversuchen als besonders wirksam herausgestellt. Herkömmliche Betonzusatzmittel wie Naphtalin- und Ligninsulfonate erwiesen sich bei den Versuchen dagegen als deutlich weniger wirksam. Die Fließmittel hatten nach Herstellerangabe etwa einen Feststoffanteil von 40 M.-%. Bei gleicher Dosiermenge verflüssigte das Fließmittel FM 3 den Beton am

stärksten. Dagegen verzögerten die Fließmittel FM 1 und FM 2 das Erstarren des Betons am wenigsten (siehe Abschnitt 3.3.1).

### **3.1.5. Stahlfasern**

Zur Verbesserung der Duktilität des Betons und zur Erhöhung der Biegezugfestigkeit wurden Stahlfasern mit einem Durchmesser von 0,15 bis 0,20 mm und mit einer Länge von 6 mm ( $l_f/d_f = 40$ ) oder 9 mm ( $l_f/d_f = 60$ ) verwendet. Untersuchungen in [B2] ergaben, dass hinsichtlich der aufnehmbaren Biegezug- und Druckspannung kürzere Fasern ( $l_f/d_f = 40$ ) und längere Fasern ( $l_f/d_f = 60$ ) keinen Unterschied zeigten. Jedoch ergab der Einsatz längerer Fasern ( $l_f/d_f = 60$ ) ein duktileres Nachbruchverhalten der Probekörper bei einer Biegezug- und Druckbelastung.

In Vorversuchen an Prismen 160x40x40 mm wurde der Einfluss des Fasergehaltes und der Faserlänge auf die einaxiale Zugfestigkeit des Betons M1Q untersucht. Die Betone wurden ohne sowie mit 1 V.-% und 2,5 V.-% 6 mm langer Fasern hergestellt. Außerdem wurde eine Serie geprüft, bei der 2,5 V.-% 9 mm lange Fasern verwendet wurden. Die Ergebnisse sind in Tabelle 3.1-3 zusammengestellt. Mit 1 V.-% Fasern stieg die Zugfestigkeit von rd. 5,0 um etwa 50 % auf 7,6 und mit 2,5 V.-% Fasern um 70 % auf rd. 8,5 N/mm<sup>2</sup> an. Mit der gleichen Fasermenge, aber längeren Fasern wurde eine Zugfestigkeit von rd. 9 N/mm<sup>2</sup> erreicht. Die Abbildung 3.1-6 lässt erkennen, dass nicht nur die Zugfestigkeit sondern auch das Nachbruchverhalten bei einaxialem Zug wesentlich durch den Fasergehalt beeinflusst wird. Der Beton ohne Fasern versagte bei Erreichen der Bruchlast schlagartig. Mit 1 V.-% Fasern riss der Prüfkörper zunächst auf und die aufnehmbare Zugspannung nahm ebenfalls schlagartig bis auf rd. 2,5 N/mm<sup>2</sup>, d.h. auf etwa ein Drittel der Zugfestigkeit ab. Danach stabilisierten die Fasern das System und wurden bei ständig zunehmender Dehnung und langsam abnehmender Zugspannung aus dem Beton herausgezogen. Mit 2,5 V.-% Fasern konnte dann wiederum ein ausgeprägtes duktiles Nachbruchverhalten festgestellt werden, wobei die 9 mm langen Fasern eine höhere Resttragfähigkeit bei gleichem Maschinenweg aufwiesen als die kürzeren. Die Abbildungen 3.1-4 und 3.1-5 zeigen Stahlfasern in der sehr dichten Matrix.

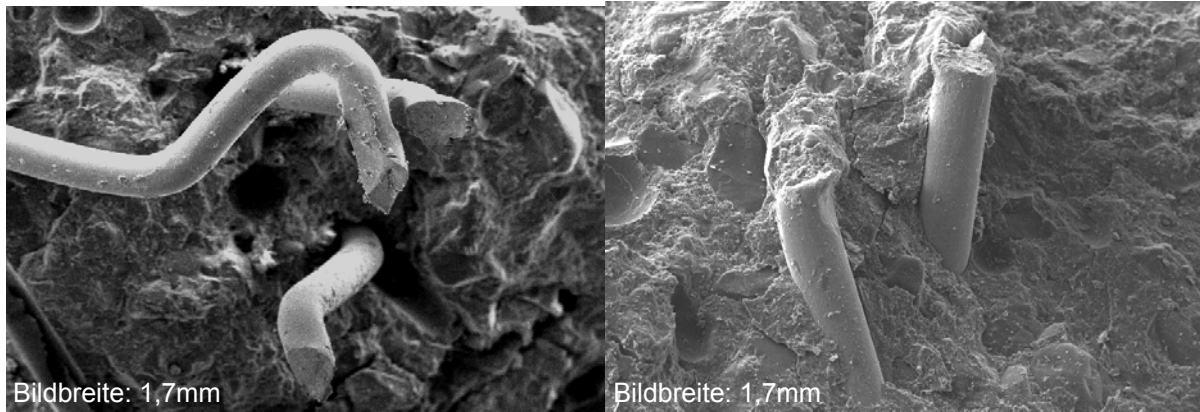


Abbildung 3.1-4 und 3.1-5: Herausgezogene Stahlfasern aus der dichten Betonmatrix

	Fasergehalt [Vol. %]	Faserlänge [mm]	Zugfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]
1	0	-	5,04
2	1	6	7,56
3	2,5	6	8,52
4	2,5	9	9,04

Tabelle 3.1-3: Einfluss des Fasergehalts und der Faserlänge auf die zentrische Zugfestigkeit

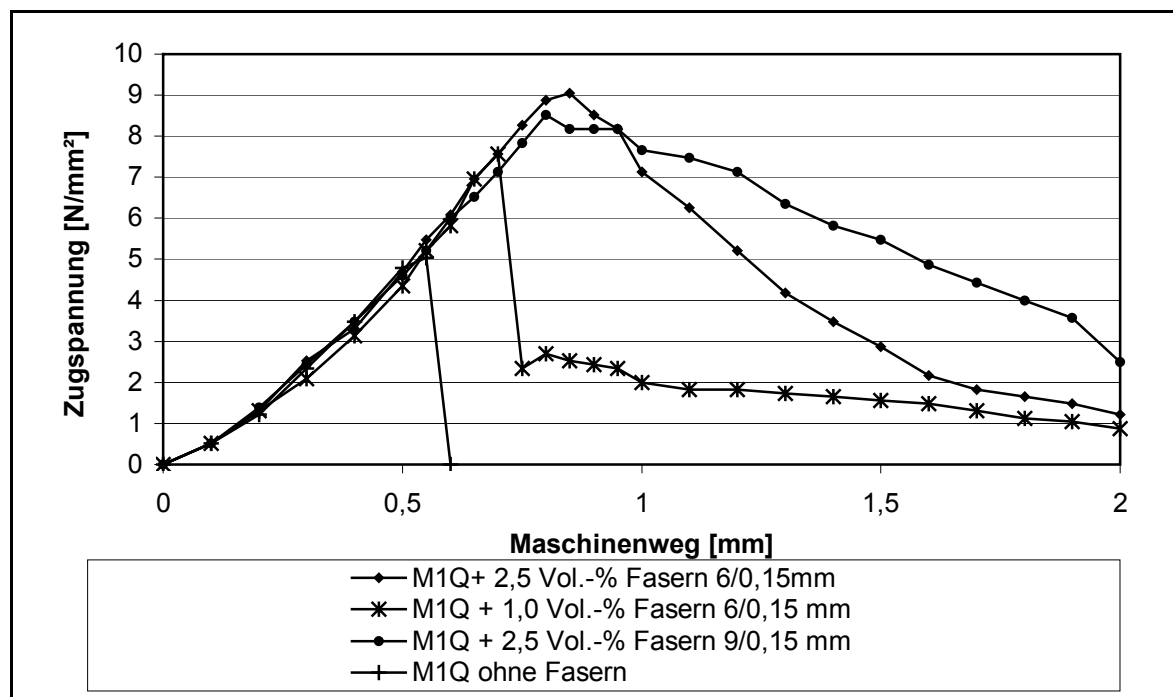


Abbildung 3.1-6: Einfluss des Fasergehalts auf die zentrische Zugfestigkeit

Die Spannungs-Verformungskurven – die Verformung hier dargestellt als Maschinenweg – geprüft an den Balken 700x150x150 mm aus den Betonen M1Q mit 6 und 9 mm langen Fasern und dem Beton B1Q mit 2,5 V.-% Fasern 6/0,15 mm sind

in Abbildung 3.1-7 dargestellt. Analog zu den Ergebnissen der einaxialen Zugversuche wurde die höchste Biegezugfestigkeit und die größte Lastaufnahme im Nachbruchbereich auch hier vom Feinkornbeton M1Q mit 2,5 V.-% der 9 mm langen Fasern erreicht. Ebenfalls ähnlich wie bei den Zugversuchen war die Biegezugfestigkeit des gleichen Betons mit 6 mm langen Fasern nur wenig niedriger. Die Last- und Energieaufnahme im Nachbruchbereich war jedoch deutlich niedriger.

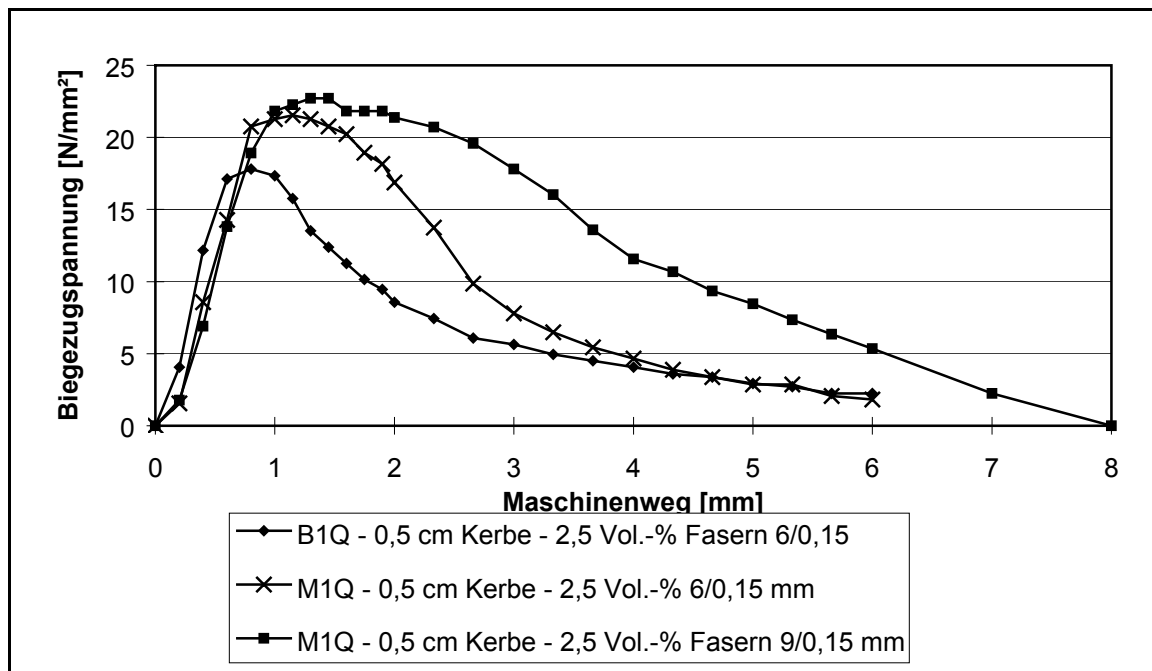


Abbildung 3.1-7: Einfluss des Fasern auf das Biegezugverhalten von Balken 700 \* 150 \* 150 mm

Resultierend aus den Vorversuchen wurden für die weiterführenden Untersuchungen die Stahlfasern mit einem Durchmesser von 0,15 mm und einer Länge von 9 mm verwendet, siehe Abbildung 3.1-8.



Abbildung 3.1-8: Stahlfasern, 9/0,15 mm

Die Zugfestigkeit der Stahlfasern beträgt nach Herstellerangaben mindestens 2400 N/mm<sup>2</sup>, die Streckgrenze wird bei ca. 1500 N/mm<sup>2</sup> erreicht.

### 3.1.6. Polypropylenfasern für Brandversuche

Für die Untersuchungen zum Brandwiderstand von Ultra-Hochfesten Betonen wurden feine Polypropylenfasern mit einer Länge von 4,6 mm und einem Durchmesser von 0,018 mm verwendet, siehe Tabelle 3.1-4. Diese Fasern wurden in Mengen von 0,3 bis 0,6 V.-% zugegeben, siehe Abschnitt 3.7.6 und Tabelle 3.7-5.

Material	reines Polypropylen
Dichte	0,91 g/mm <sup>3</sup>
Durchmesser	0,018 mm
Länge	4,6 mm
Reißfestigkeit	241 N/mm <sup>2</sup>
Reißdehnung	250 %
Elastizitätsmodul	573 N/mm <sup>2</sup>
Schmelzpunkt	160°C

Tabelle 3.1-4: Technische Kenndaten der Polypropylenfasern

Zusätzlich waren diese Fasern mit geringen Anteilen eines Antistatikums versehen, das nach Herstellerangaben zusätzlich für eine reaktive Anbindung an die Zementmatrix sorgt.



## 3.2. Zusammensetzung und Herstellung

### 3.2.1. Betonzusammensetzung

Angestrebt wurde eine möglichst dichte Packung aller mineralischen Ausgangsstoffe, basierend auf einer Ausfallsieblinie, basierend auf den Untersuchungen von Fuller, Thompson [F1] und später Andreasen [A1], zur Minimierung des verbleibenden Hohlraums. Die Ausgangsstoffe Quarzmehl und andere Füller, Zement und Sand weisen jeweils für sich keine ausreichend weiten und hohlraumarmen Korngrößenverteilungen auf und unterliegen natürlichen Schwankungen. Darum müssen diese in geeigneter Weise miteinander kombiniert werden. Dadurch kann zudem Anmachwasser eingespart werden, ohne die Frischbetonkonsistenz nachteilig zu beeinflussen [B1]. Die Vorgehensweise und das zu Grunde liegende Rechenmodell sind in Abschnitt 3.4.2 eingehender dargestellt.

In Tabelle 3.2-1 sind alle in umfangreichen Vorversuchen an der Universität Kassel entwickelten UHPC-Mischungen dargestellt.

UHPC	Einheit	M 1	M 1Q	M 2Q	B 1	B 1Q	B 2Q	B 3Q	B4B
Zement	kg/m³	900	733	832	800	630	723	580	700
Quarzsand 0,125/0,50 mm	kg/m³	1016	1008	975	440	433	425	354	-
Basaltsand 0,125/0,50 mm	kg/m³	-	-	-	-	-	-	-	462
Basalt 2/8	kg/m³	-	-	-	870	867	850	711	800
Mikrosilica	kg/m³	225	230	135	200	197	118	177	92
Stahlfasern 2,5 Vol.-%	kg/m³	192	192	192	192	192	192	194	192
Quarz I	kg/m³	-	183	207	-	158	181	325	-
Quarz II	kg/m³	-	-	-	-	-	-	131	290
Vol.-% Feinstoff < 0,125 mm	l/m³	387	405	403	344	350	350	439	381
Fließmittel	kg/m³	28,2	28,6	29,4	25,0	24,7	25,6	30,4	27,0
Wasser	l/m³	185	161	166	165	151	157	141	150
Wasser- Feststoff-Verh. (w/z) w/b 1)	-	(0,23) 0,18	(0,24) 0,19	(0,22) 0,19	(0,23) 0,18	(0,27) 0,20	(0,24) 0,21	(0,28) 0,21	(0,24) 0,21
Vol.-% Wasser und Feinstoff < 0,125 mm	l/m³	600	595	598	534	526	533	600	547
Ausbreitmaß	cm	55	55	65	55	55	65	65	50
Zyl. Druckfestigkeit 28d in Wasser 20°C	N/mm²	-	148-152 (150) <sup>2</sup> (163) <sup>3</sup>	-	127-142 (135) <sup>2</sup>	155-172 (164) <sup>2</sup> (201) <sup>3</sup>	-	-	-
Zyl. Druckfestigkeit nach 90°C Wärme- behandlung (2 Tage), Alter = 28d	N/mm²	152-158 (155) <sup>2</sup>	184-206 (195) <sup>2</sup>	182-203 (189) <sup>2</sup>	182-184 (183) <sup>2</sup>	192-210 (205) <sup>2</sup>	191-202 (194) <sup>2</sup>	225	180-199

1) Unter Berücksichtigung des Fließmittels (60% Wassergehalt).

2) Mittelwert aller Probekörper.

3) Mittlere Druckfestigkeit aller Probekörper mit 4 Vol.-% Stahlfasern.

Tabelle 3.2-1: Zusammensetzung und Eigenschaften Ultra Hochfester Betone

Für die im Rahmen des Forschungsprogramms durchgeführten Versuchsreihen wurden exemplarisch zwei UHPC-Mischungen verwendet, die sich in umfangreicheren Vorversuchen als besonders geeignet herausgestellt hatten. Dabei handelt es sich zum einen um einen Feinkornbeton (M1Q) mit einem Größtkorn von 0,5 mm und zum anderen um einen Grobkornbeton (B3Q) mit einem Größtkorn von 8 mm. Die Mischungszusammensetzung ist Tabelle 3.2-1 zu entnehmen.

### 3.2.2. Prüfkörper und Prüfverfahren

Die für die nachstehend geschilderten Untersuchungen verwendete Prüfkörper und die wesentlichen Prüfverfahren sind in Tabelle 3.2-2 zusammengestellt.

Art der Prüfung	Prüfkörper D/H bzw. L/B/H [mm]	Prüfalter/ Wechsel	Lagerung	Prüfung nach
Druckfestigkeit	Prismenhälfte 40x40  Zylinder 150/300	7, 28, 56, 180d bis 2a	a) Wasserlagerung bis Prüfung 20°C  b) 2d 90°C danach Normklima 20/65r.F. bis Prüfung	DIN 1048
Zugfestigkeit	Prismen 160x40x40  gevoutete Zylinder 90/300	7, 28, 56, 180d bis 2a	a) Wasserlagerung bis Prüfung 20°C  b) 2d 90°C danach Normklima 20/65r.F. bis Prüfung	DIN 1048
Biegezug-festigkeit	Prismen 160x40x40  Balken 700x150x150	7, 28, 56, 180d bis 2a	a) Wasserlagerung bis Prüfung 20°C  b) 2d 90°C danach Normklima 20/65r.F. bis Prüfung	DIN 1048
Autogenes Schwinden	Zylinder 150/1500	ab 30 min	Lagerung bei 20°C	-
Trocknungs- schwinden	Zylinder 150/300	ab 2 Tage	Lagerung bei 20°C / 65% r.F.	DIN 1048 – Ergänzungen des DafStb []
Carbonatisierung	Zylinder 150/300 Balken 700x150x150	7, 28, 56, 90, 180 Tage bis 3 Jahre	a) Normklima 20/65r.F.  b) im Freien ungeschützt	DIN 1048 – Ergänzungen des DafStb []
Sulfatangriff	Prismen 160x40x40	bis 90 Tage	Sulfatlösung 16,1g Na <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> / 100ml Wasser	in Anlehnung an DIN EN 1367-2
Frost-Tausalz- Widerstand	Würfel 200x100x150	bis 112 F-T- Wechsel	a) Wasserlagerung bis Prüfung  b) 2d 90°C danach Normklima 20/65r.F. bis Prüfung	CDF-Test nach Setzer []

Art der Prüfung	Prüfkörper D/H bzw. L/B/H [mm]	Prüfalter/ Wechsel	Lagerung	Prüfung nach
Brandwiderstand	Zylinder 150/300	28d	a) bis 28.d Wasserlagerung danach 14d Normklima  b) 2d 90°C danach Normklima 20/65r.F. bis Prüfung	DIN 4102-1
Dauerschwing- festigkeit bei Druckbeanspruchung	Zylinder 150/300	ab 28d	b) 2d 90°C danach Normklima 20/65r.F. bis Prüfung	-
Schub- und Biegetragverhalten	Bewehrte Balken 1900x180x200	28d	2d 90°C danach Normklima 20/65r.F. bis Prüfung	-

Tabelle 3.2-2: Zusammenstellung der Prüfkörper und Prüfverfahren

### 3.2.3. Mischen

Die Betone für kleine Prüfkörper und/oder kleine Prüfkörperserien wurden in einem 30l – Zwangsmischer der Firma Zyklus gemischt. Für größere Prüfkörperserien, Balken oder Bauteile (siehe Abschnitt 4) wurde ein 500l – Zwangsmischer der Firma Teka verwendet.

Bei den Betonen mit 8 mm Größtkorn wurden zunächst die Gesteinskörnungen > 0,5 mm ca. 60 Sekunden lang trocken vorgemischt. Danach wurden die Feinbestandteile < 0,5 mm (Zement, Quarzmehl und Mikrosilica) zugegeben und weitere 60 Sekunden lang trocken eingemischt, bevor das Wasser und unmittelbar darauf das Fließmittel zugegeben wurden. Bei den faserhaltigen Betonen wurden die Fasern von Hand in den bis dahin rd. 3 bis 4 Minuten vorgemischten Beton eingestreut. Die Gesamtmischzeit betrug bei den faserhaltigen Betonen in Abhängigkeit vom verwendeten Fließmittel rd. 6 bis 8 Minuten, bei den faserfreien Betonen etwa 4 bis 5 Minuten.

Auffällig war, dass die Temperatur des Betons bei der Herstellung größerer Betonmengen in dem 500l – Zwangsmischer während des Mischvorganges durch die hohe innere Reibung der trocken vorgemischten Bestandteile von rd. 20 °C auf bis zu rd. 40 °C anstieg. Durch die hohe Frischbetontemperatur verringerte sich die Verarbeitungszeit des Frischbetons von sonst rd. 50 Minuten auf teilweise nur etwa 30 Minuten.

### **3.2.4. Verdichtung**

Da bislang wenig Erfahrung mit der sachgerechten Verdichtung von Ultra-Hochfesten Beton bei der Herstellung von Prüfkörpern vorlagen, wurden zunächst Vorversuche durchgeführt. Dabei wurde UHPC unterschiedlicher Ausgangskonsistenz nach und nach in eine Zylinderform ( $h=300\text{ mm}$ ,  $d=150\text{ mm}$ ) eingefüllt, die auf einem üblichen Laborrütteltisch befestigt waren. Beim Einfüllen plastischer bis weicher UHPC bildeten sich zwischen den einzelnen Einfülllagen Trennebenen aus. Entlang dieser Schichtgrenzen war der Beton – wie später am Festbeton festgestellt wurde – nur unzureichend verdichtet. Die einzelnen Schichten waren zudem nicht vollständig miteinander verbunden. Um dies zu vermeiden, wurde der Beton in den Prüfkörperformen mit einem Flaschenrüttler mit einer Leistung von 1,0 KW und 15550 Schwingungen pro Minute verdichtet. Der Durchmesser der Rüttelflasche betrug 30 mm. Für größere Balken und Bauteile wurde ein Flaschenrüttler mit einem Durchmesser von 40 mm und einer Leistung von 2,0 KW verwendet. Die Verdichtungszeit bis zur praktisch vollständigen Entlüftung des Betons lag je nach Konsistenz des Frischbetons zwischen rd. 20 und 30 Sekunden.

### **3.2.5. Lagerung der Prüfkörper**

Die Prüfkörper wurden bis zum Ausschalen nach DIN 1048 bei 20 °C und 65 % rel. Luftfeuchte gelagert. Die Oberseite war mit einer dicht schließenden Folie abgedeckt. Je nach der verzögernden Wirkung des Fließmittels konnten die Prüfkörper nach 24 oder 48 Stunden ausgeschalt werden.

Die zur Untersuchung der Dauerhaftigkeit und für die Bauteilversuche in Abschnitt 3.7 bis 4.1 hergestellten Prüfkörper wurden in Anlehnung an [B1] vergleichend bei 90°C wärmebehandelt (siehe dazu Abschnitt 3.2.5) und einmal bis zum jeweiligen Prüfzeitpunkt bei 20°C unter Wasser gelagert. Die Dauer der Lagerung und der Wärmebehandlung kann Abbildung 3.2-1 entnommen werden. Prüfkörper, die nach sieben Tagen geprüft wurden, wurden weiter bei der jeweils letzten in Bild 3.2-1 dargestellten Lagerungsart aufbewahrt. Die mit HT gekennzeichneten wärmebehandelten Prüfkörper wurden nach der Wärmebehandlung bis zur Prüfung im Normklima bei 20°C / 65 % rel. Luftfeuchte gelagert.

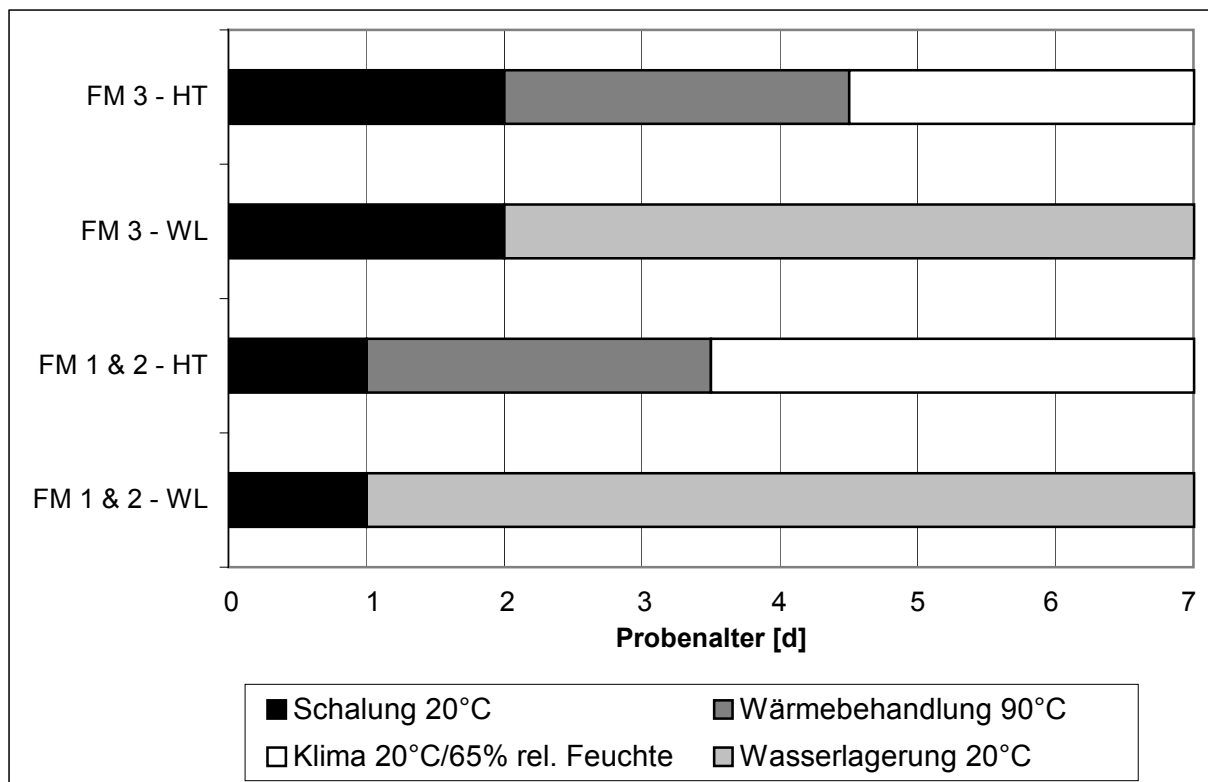


Abbildung 3.2-1: Probenlagerung in Abhängigkeit vom verwendeten Fließmittel; HT - 90°C Wärmebehandlung; WL - Wasserlagerung

Die Prüfkörper zur Untersuchung der Sekundärettringitbildung (siehe Abschnitt 3.7.3) wurden abweichend von Abbildung 3.2-1 direkt nach dem Verdichten des Frischbetons für 24 Stunden bei 70 °C und 100 % Luftfeuchtigkeit wärmebehandelt. Das weitere Vorgehen ist Abschnitt 3.7.3 zu entnehmen.

### 3.2.6. Vorversuche zum Einfluss der Wärmebehandlung

In Vorversuchen wurde der Einfluss der Wärmebehandlung auf die Festigkeit von UHPC am Beton B3Q nach Tabelle 3.2-1 untersucht. Dazu wurden Prismen 160x40x40 mm entweder unmittelbar nach dem Ausschalen nach einem Tag oder nach einer 2 bis 5-tägigen Zwischenlagerung unter Wasser bei 20 °C für jeweils 48 Stunden bei einer Lufttemperatur von 90°C in einem Trockenluftschrank wärmebehandelt. Die relative Luftfeuchte betrug etwa 5 bis 10 % r.F. Vergleichend dazu wurden Prüfkörper nach einem Tag ausgeschalt, sechs Tage unter Wasser bei 20°C gelagert und am siebten Tag zusammen mit den wärmebehandelten Proben auf Druckfestigkeit geprüft. Der nur wassergelagerte Beton erreichte eine Druckfestigkeit von i.M. 147 N/mm<sup>2</sup>. Die Biegezug- und die Druckfestigkeit der wärmebehandelten Prüfkörper sind in Tabelle 3.2-3 zusammengestellt. Die höchste

Druckfestigkeit wurde mit i.M. 238 N/mm<sup>2</sup> erreicht, wenn der Beton nach 24 Stunden ausgeschalt wurde und dann unmittelbar für 48 Stunden wärmebehandelt wurde. Bei einer 2 bis 5-tägigen Vorlagerung unter Wasser war die Druckfestigkeit geringfügig niedriger. Hinsichtlich der Biegezugfestigkeit wurden keine signifikanten Unterschiede festgestellt.

Nr.	1. Tag	2. Tag	3. Tag	4. Tag	5. Tag	6. Tag	7. Tag	Biegezugfestigkeit		Druckfestigkeit	
								N/mm <sup>2</sup>		N/mm <sup>2</sup>	
1	Schalung	90°C	90°C	WL	WL	WL	WL	22,5	25,7	230,0	237,7
								26,9		241,0	
								27,6		242,0	
2	Schalung	WL	WL	90°C	90°C	WL	WL	27,9	28,0	234,0	227,7
								28,0		217,0	
								40,2 <sup>1)</sup>		232,0	
3	Schalung	WL	WL	WL	WL	90°C	90°C	26,0	26,0	224,0	228,7
								25,1		232,0	
								26,8		230,0	

<sup>1)</sup> Prüfwert wurde nicht im mathematischen Mittel berücksichtigt

Tabelle 3.2-3: 7-Tage Festigkeit in Abhängigkeit vom Zeitpunkt der Wärmebehandlung; B3Q, FM1

Zusätzlich wurde untersucht, ob und inwieweit sich eine unterschiedlich lange Warmbehandlung auf die Druck- und Biegezugfestigkeit des Betons auswirkt. Dazu wurden Prüfkörper nach dem Ausschalen für 24, 48, 72 oder 96 Stunden bei 90 °C im Trockenschrank behandelt. Abbildung 3.2-2 zeigt, dass die Druckfestigkeit bereits innerhalb der ersten 24 Stunden von rd. 147 N/mm<sup>2</sup> auf rd. 230 N/mm<sup>2</sup> anstieg. Danach nahm die Druckfestigkeit nur noch vergleichsweise wenig von rd. 230 auf rd. 250 N/mm<sup>2</sup> zu. Die Biegezugfestigkeit stieg dagegen – soweit dies aus den wenigen Versuchen abzuleiten ist – in den ersten 24 Stunden deutlich weniger an als die Druckfestigkeit und erhöhte sich mit zunehmender Dauer der Warmbehandlung scheinbar kontinuierlich weiter bis auf rd. 29 N/mm<sup>2</sup> nach 96 Stunden. Die Ursache für dieses unterschiedliche Verhalten bei Druck und bei Biegezugbeanspruchung ist noch unklar. Hierzu sollen weitere Untersuchungen durchgeführt werden.

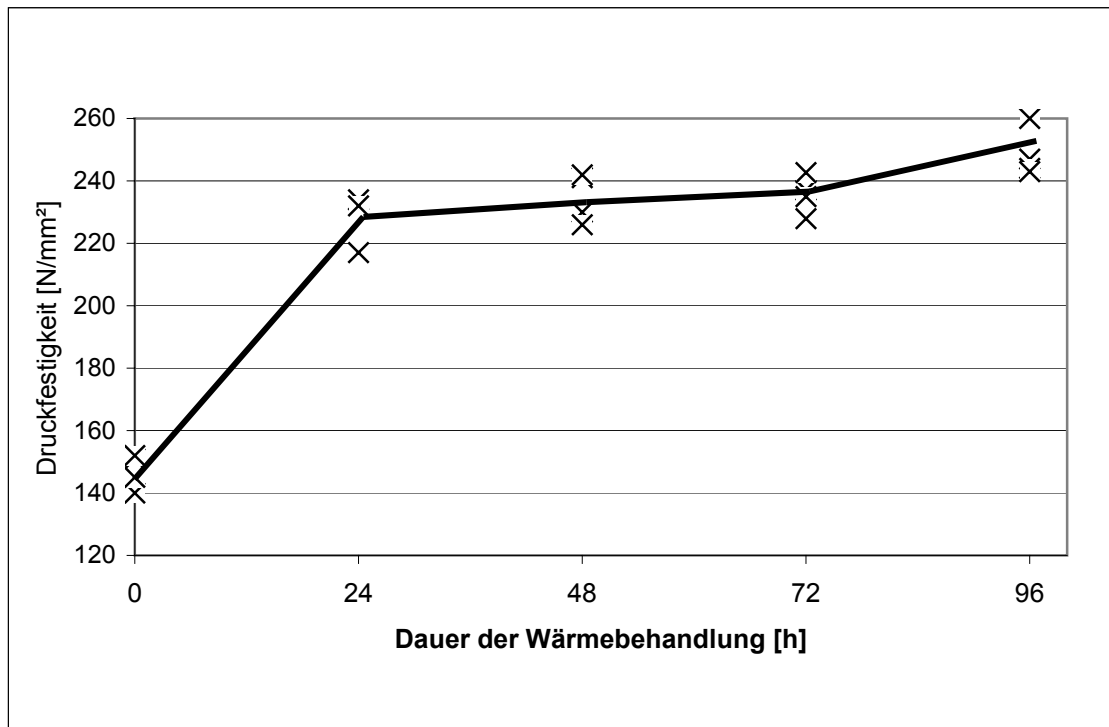


Abbildung 3.2-2: Abhängigkeit der Druckfestigkeit im Alter von 7 Tagen von der Warmbehandlungsdauer, 90°C

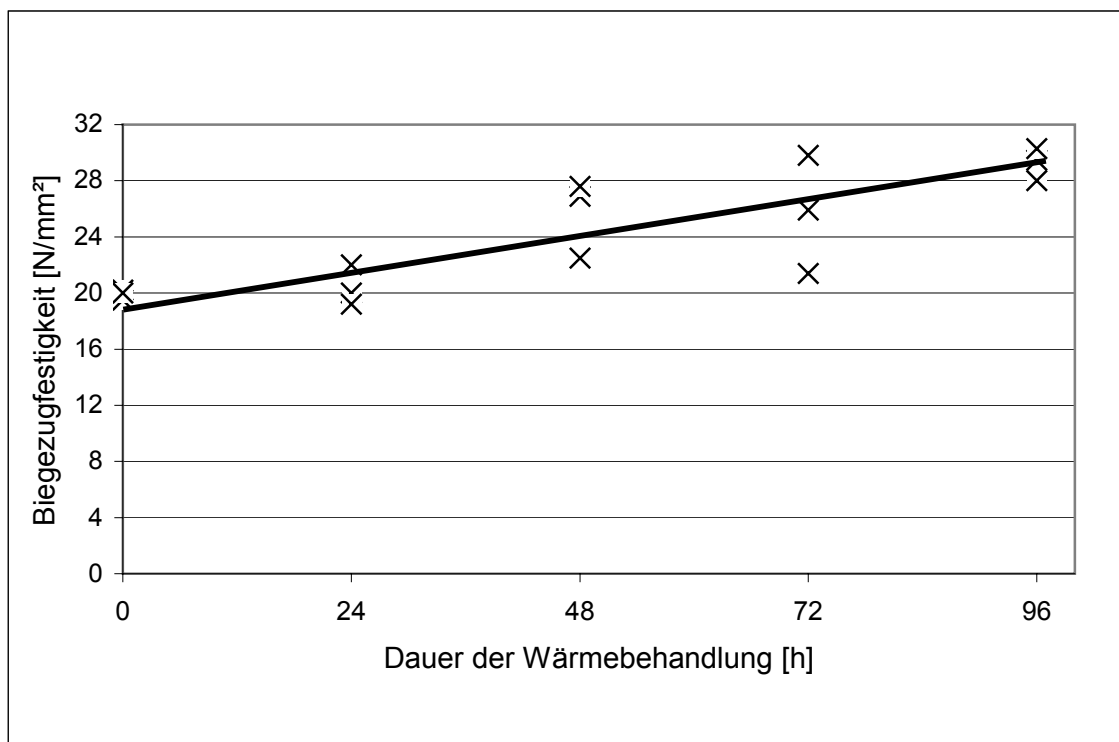


Abbildung 3.2-3: Abhängigkeit der Prismen-Biegezugfestigkeit im Alter von 7 Tagen von der Warmbehandlungsdauer, 90°C

Für die weiteren Untersuchungen wurde die Wärmebehandlung auf 48 Stunden begrenzt. In Abhängigkeit von der Ausschaltzeit – die im wesentlichen von der verzögernden Wirkung des Fließmittels abhängt – ergab sich der in Abbildung 3.2.4

dargestellte Temperaturverlauf. Bei einer Heizrate von 9 K/h wurde der Beton innerhalb von 8 Stunden von 20 °C auf 90 °C im Trockenschrank erwärmt. Die Temperatur von 90 °C wurde genau 48 Stunden lang gehalten. Danach wurde der Beton aus dem Wärmeschrank genommen. Er kühlte in einem klimatisierten Raum bei 20 °C und 65 % rel. Feuchte gleichmäßig innerhalb von rd. 8 Stunden auf 20 °C ab.

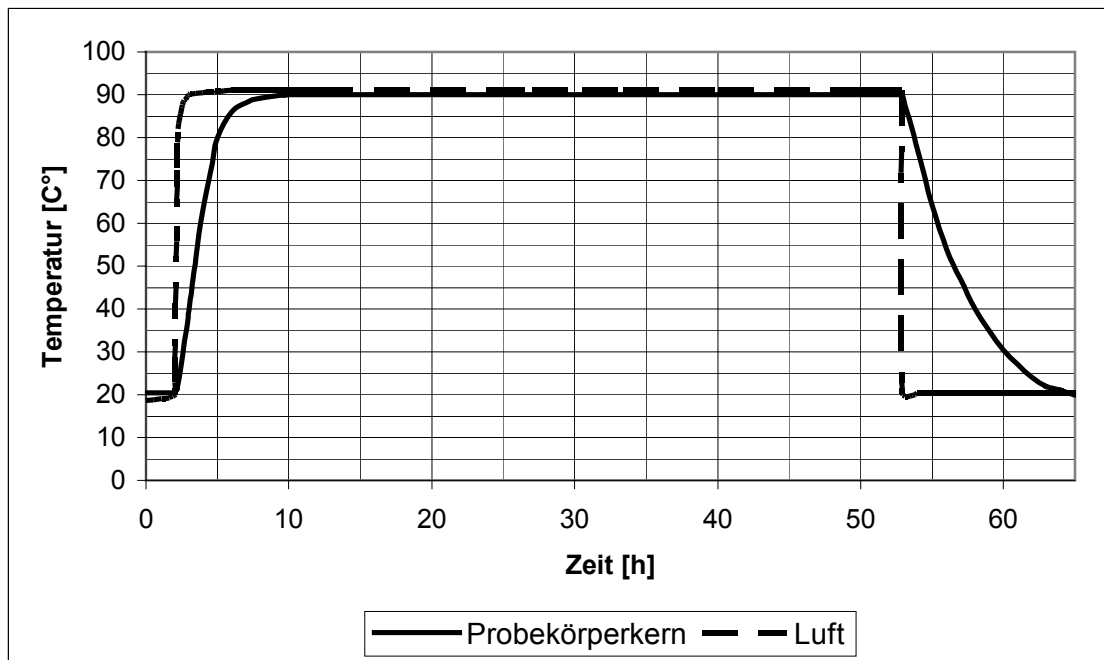


Abbildung 3.2-4: Temperaturkurve für Wärmebehandlung

Im Zusammenhang mit den Versuchen zur Sekundärettringitbildung in Abschnitt 3.7.3 wurde auch die Druckfestigkeit von 24 Stunden bei 70 °C und 100 % rel. Luftfeuchte wärmebehandelten Betonen geprüft. Sie erreichte im Alter von einem Tag 141 N/mm<sup>2</sup>, nach 28 Tagen 168 N/mm<sup>2</sup>. Allerdings muss darauf hingewiesen werden, dass für diese Versuche ein CEM I 42,5R verwendet wurde, siehe Tabelle 3.1-1 in Abschnitt 3.1.1.



### 3.3. Eigenschaften des frischen Betons

#### 3.3.1. Einfluss des Fließmittels

In Tabelle 3.3-1 sind die drei Fließmittel beschrieben, die bei den Untersuchungen verwendet wurden. Bei gleicher Dosiermenge von  $28,5 \text{ kg/m}^3$  wurde beim Feinkornbeton M1Q nach Tafel 3.2-1 mit dem Fließmittel FM 3 ein Ausbreitmaß von 25,0 cm auf dem Hägermantisch nach DIN EN 1015-3 erreicht. Der Beton war wesentlich weicher als mit den beiden anderen Fließmitteln auf Basis Polycarboxylatether (Ausbreitmaß 10,0 und 18,5 cm). Die verflüssigende Wirkung im Mischer begann nach Augenschein mit dem Fließmittel FM 3 bereits nach 2 Minuten, während sie bei den beiden anderen Fließmitteln erst etwa nach 3 Minuten festgestellt wurde.

Fließmittel	Rohstoffbasis	Verflüssigung nach (augenscheinlich)	A <sub>10</sub>
FM 1	Polycarboxylatether	3,5 min	10,0 cm
FM 2	Polycarboxylatether	3 min	18,5 cm
FM 3	modifiziertes Polycarboxylat	2 min	25,0 cm

Tabelle 3.3-1: Verflüssigungsleistung der Fließmittel am Beispiel des Feinkornbeton M1Q, Zugabemenge 4,0 M.-%, A<sub>10</sub> = Ausbreitmaß nach 10 Minuten, Bestimmung mit Hägermantisch

Die unterschiedliche Verzögerung des Erstarrens spiegelte sich auch in der Hydratationswärmeentwicklung wieder. Sie wurde in orientierenden Versuchen in Anlehnung an das Verfahren von Grube und Hintzen [G1] am Beton M1Q nach Tabelle 3.2-1 gemessen. Als Messgefäße wurden handelsübliche Thermoskannen verwendet, in die mittig ein NTC-Messfühlerelement (D = 2 mm, 0,1K Messgenauigkeit) eingebaut wurde. Die Daten wurden mit einem Mehrkanalmessgerät Ecolog TN4 aufgezeichnet. Die Temperaturentwicklung ist in Abbildung 3.3-1 dargestellt.

Bei allen drei Fließmitteln wurde die gleiche Maximaltemperatur von rd. 52 °C gemessen. Inwieweit dies durch den Versuchsaufbau beeinflusst wurde, ist nicht bekannt. Deutlich erkennbar ist die unterschiedlich verzögernde Wirkung der Fließmittel. Mit den Fließmitteln FM 1 und FM 2 begann die Temperatur nach rd. 5 Stunden anzusteigen. Mit dem Fließmittel FM 3 begann der Temperaturanstieg erst nach rd. 20 Stunden. Dementsprechend wurde auch die Maximaltemperatur bei den

Fließmitteln FM 1 und FM 2 bereits nach rd. 16 Stunden, beim stärker verzögernden Fließmittel FM 3 dagegen erst nach rd. 30 Stunden erreicht.

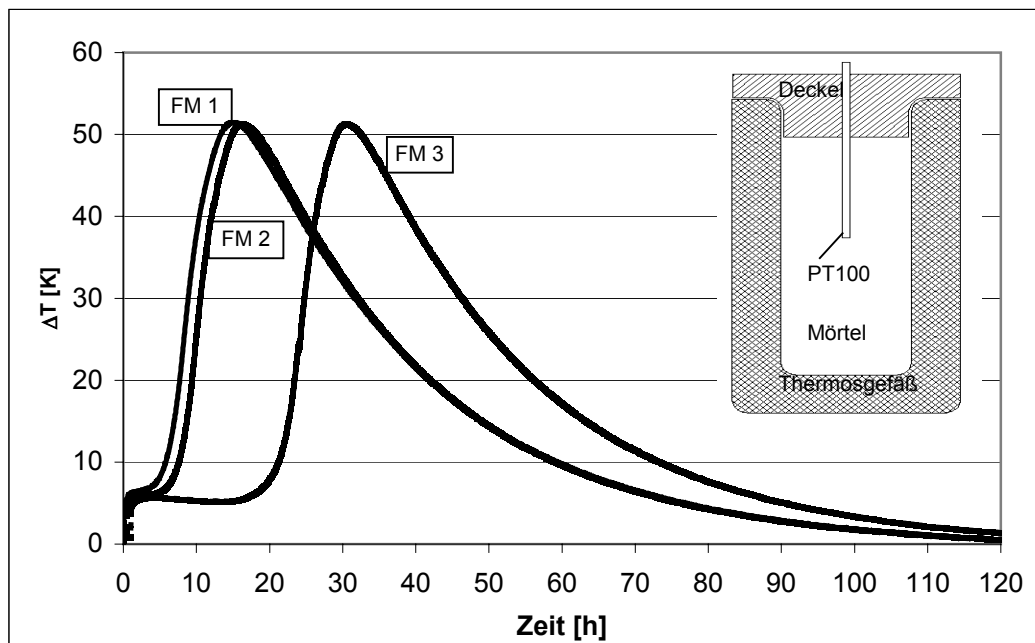


Abbildung 3.3-1: Abhängigkeit der Hydratationswärmeentwicklung vom Fließmittel, schematischer Versuchsaufbau

Gegenwärtig werden weitere Versuche mit unterschiedlich zusammengesetzten Betonen und mit dem in [G1] beschriebenen Verfahren durchgeführt.

### 3.3.2. Einfluss von Stahlfasern auf die Frischbetonkonsistenz

Abbildung 3.3-3 zeigt den Einfluss der Faserlänge auf die Frischbetonkonsistenz am Beispiel des Grobkornbetons B3Q mit dem Fließmittel FM 3 und mit 2,5 V.-% Fasern. Verwendet wurden Stahlfasern mit einem Durchmesser von 0,15 mm und einer Länge von 3, 6, 9 oder 12 mm. Die Frischbetonkonsistenz wurde mit dem Ausbreitmaß nach EN 12350-5 mit und ohne Schockstöße gemessen, und zwar unmittelbar nach dem Mischen sowie nach 1, 2, 10 und 45 Minuten. Die Ergebnisse sind in Tabelle 3.3-2 zusammengestellt.

	Ausbreitmaß in cm				
	ohne Fasern	3 mm Fasern	6 mm Fasern	9 mm Fasern	12 mm Fasern
Mit 15 Schockstößen	> 77	63	64	56	Verklumpen der Mischung im Mischgerät
Nach 1 Minute ohne Schockstöße	68	55	56	52	
Nach 2 Minuten ohne Schockstöße	72	58	59	54	
Nach 10 Minuten ohne Schockstöße	-	59	59	-	
Nach 45 Minuten ohne Schockstöße	-	60	59	-	

Tabelle 3.3-2: Ausbreitmaße des Grobkornbetons B3Q für unterschiedliche Faserlängen

Wenn statt der 3 mm langen 9 mm lange Fasern verwendet wurden, verringerte sich bei sonst gleicher Betonzusammensetzung und mit konstanter Fließmittelmenge die Konsistenz deutlich und zwar z. B. nach 2 Minuten von 58 auf 54 cm. Mit 12 mm langen Fasern war die hier untersuchte Betonmischung nicht mehr verarbeitbar. Abbildung 3.3-2 zeigt diese Mischung und im Vergleich dazu die weiche Vergleichsmischung mit 6 mm langen Fasern.



Abbildung 3.3-2: Konsistenz des Grobkornbetons B3Q mit 12 mm (links) und 6 mm (rechts) langen Stahlfasern ( $\varnothing = 0,15$  mm) nach 2 Minuten

Das Ausbreitmaß des Grobkornbetons B3Q war mit 3 und 6 mm langen Fasern mit 55 bzw. 56 cm praktisch gleich. Für die weiteren Versuche wurden deshalb überwiegend 6 mm lange Fasern, bei den Versuchen zur Festigkeit und Duktilität des Festbetons auch 9 mm lange Fasern verwendet.

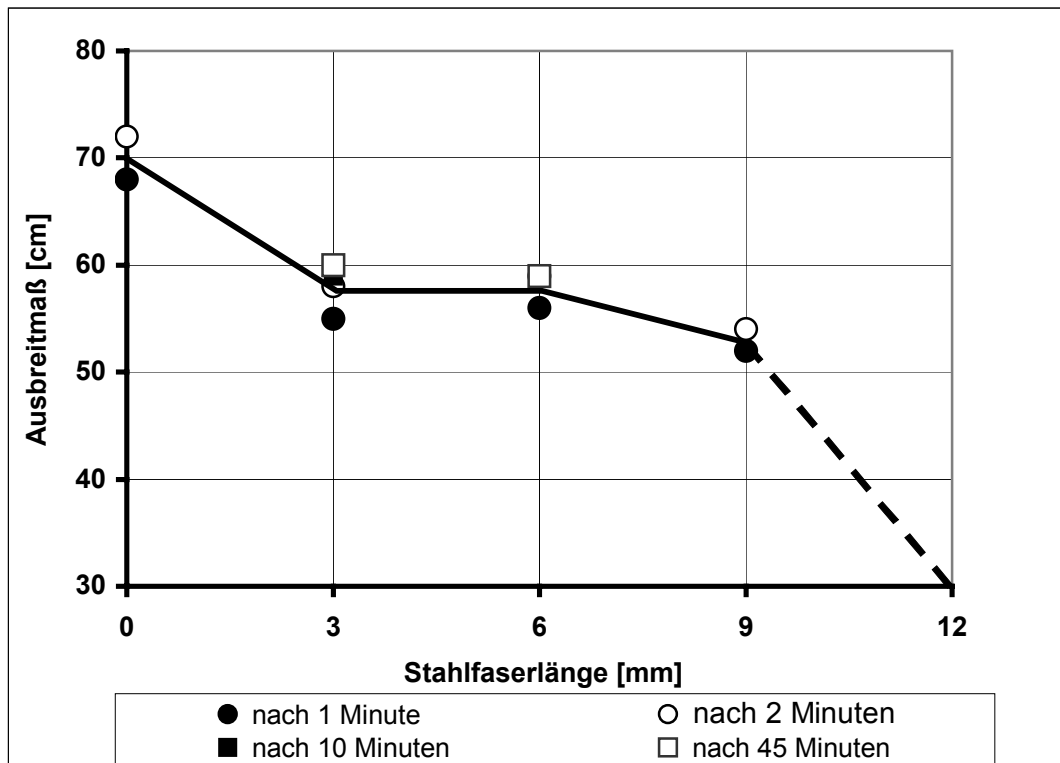


Abbildung 3.3-3: Einfluss der Faserlänge auf die Frischbetonkonsistenz des Grobkornbetons B3Q bei konstantem Fließmittelgehalt, Fasermenge = 2,5 Vol.-%

### 3.4. Orientierende Versuche mit veränderten Mischungsrezepturen

#### 3.4.1. Einfluss der Korngröße auf die Druckfestigkeit

Der Einfluss des Größtkorns von UHPC auf die 7-Tage-Druckfestigkeit wurde in ebenfalls orientierenden Versuchen an Zylindern ( $H/D = 300/150$  mm) untersucht. Bei sonst unveränderter Zusammensetzung wurde der Kornanteil über 2 mm des Betons B3Q einmal durch ein stetig zusammengesetztes Korngemisch 2/16 mm und einmal durch eine Ausfallkörnung 8/16 mm ersetzt, siehe Tabelle 3.4-1. Der Anteil an Mikrosilica, Quarzmehl und Fasern wurde ebenso wie der Zementgehalt von  $580 \text{ kg/m}^3$  und der Wasserzementwert von 0,28 konstant gehalten.

	B3Q 2/8 mm [kg/m³]	B3Q 2/16 mm [kg/m³]	B3Q 8/16 mm [kg/m³]
CEM I 52,5 R HS-NA	580	580	580
Sand 0,125/0,5	354	354	354
Basalt 2/6	427	217	-
Basalt 6/8	284	144	-
Basalt 8/11	-	210	427
Basalt 11/16	-	140	284
Microsilica MII	177	177	177
Drahtfasern 9/0,15	192	192	192
Quarzmehl Q1	131	131	131
Quarzmehl Q2	325	325	325
Fließmittel FM3	30,5	30,5	30,5
Wasser	141	141	141

Tabelle 3.4-1: Mischungszusammensetzung

Die 7-Tage-Druckfestigkeit der nach einem Tag entschalten und dann nach 2 Tagen bei  $90^\circ\text{C}$  warmbehandelten Betone lag weitgehend unabhängig vom Größtkorn oder von der Kornzusammensetzung des Grobkorns über 2 mm i. M. zwischen  $186$  und  $197 \text{ N/mm}^2$ . Ein signifikanter Einfluss kann daraus nicht abgeleitet werden.

Gesteinskörnung	Basalt 2/8 mm	Basalt 2/16 mm	Basalt 8/16 mm
7d-Druckfestigkeit [ $\text{N/mm}^2$ ]	194,8	185,5	197,2

Tabelle 3.4-2: Druckfestigkeit bei Erhöhung des Größtkorns von 8 mm auf 16 mm

### **3.4.2. Einfluss der Packungsdichte des Feinstoffes auf die Frisch- und Festbetoneigenschaften**

Ein Kennzeichen des UHPC ist sein niedriger Wasser-Bindemittelwert von etwa 0,20 bis 0,25. Bindemittel sind dabei Zement und Microsilica sowie ggf. geeignete Flugaschen. Wie in EN 206 wird Microsilica wie Zement mit dem k-Faktor 1,0 angesetzt.

Die Festigkeitseigenschaften von Ultra-Hochfesten Betonen beruhen darüber hinaus wesentlich auf der dichten Packung der eingesetzten Materialien. Insbesondere trifft das auf den Feinkornbereich kleiner 0,5 mm zu. Neben den inzwischen standardmäßig in Hochfesten Betonen verwendeten Zusatzstoffen, wie hochfeiner Silicastaub, werden zur Füllung der verbleibenden Hohlräume weitere inerte oder reaktive Füllstoffe eingesetzt. Eine Abstimmung zwischen dem Bindemittel, den Zuschlägen und den Füllstoffen ist unumgänglich, damit das spätere Festbetongefüge ideal aufgebaut ist. Bereits in früheren Untersuchungen von Fuller, Thompson [F1] und später von Andreasen [A1] wurde die Packung der Betonzuschläge als Kreisscheibenmodell modelliert. Ausgehend von diesen Untersuchungen wurden die Mischungsberechnungen der Ultra-Hochfesten Betone durchgeführt.

Das Ziel einer möglichst dichten Packung aller mineralischen Ausgangsstoffe basiert auf einer Minimierung der Hohlräume. Der dabei bestehende Zusammenhang zwischen der Korngrößenverteilung der Materialmischung und der Packungsdichte kann am Beispiel in Abbildung 3.4-1 erklärt werden. Ausgehend von der Vereinfachung, dass die einzelnen Partikel als Kugeln modelliert werden, kann der folgende Zusammenhang für die Optimierung der Packungsdichte herangezogen werden. Nach [R2] ist ein optimaler Füllereffekt gegeben, wenn sich das Verhältnis zwischen den feineren zu den gröberen Teilchen zu maximal  $x_{\max, \text{fein}} / x_{\min, \text{grob}} = 0,315$  einstellt. Ist dieses Verhältnis kleiner, ist der Fülleffekt ebenfalls erfüllt, jedoch sind weitere feinere Teilchen zur Hohlraumfüllung notwendig, so dass keine optimierte Ausnutzung des Materials gegeben ist. In Abbildung 3.4-1 besteht die optimale, bimodale Mischung aus einer Grundstruktur mit einem mittleren Korndurchmesser von 47,0  $\mu\text{m}$ , sowie Füllpartikeln mit einer mittleren Korngröße von 3,0  $\mu\text{m}$ . In dieser Zusammensetzung ergibt sich eine höhere Packungsdichte als für die suboptimale Mischung. Deren Beschaffenheit erfüllt nicht die Anforderungen an eine optimale

Hohlraumfüllung, da keine ausreichende Anzahl an Füllpartikeln vorhanden ist. Ein computergestützter Algorithmus, welcher auf einem Berechnungsschema nach Schwanda [S3;S4;S5] beruht, führt mit den beiden Korngrößenverteilungen aus Abbildung 3.4-1 zu einer Packungsdichte von rund 60 Vol.-% für die suboptimale Mischung und zu 67,2 Vol.-% für die optimale Materialmischung. Es zeigt sich demzufolge, dass eine Ausfallsieblinie, wie die dargestellte optimale Korngrößenverteilung, den Hohlraum gezielter ausnutzt. Daher basieren die UHPC-Mischungen auf dieser Art der Partikelgrößenverteilung.

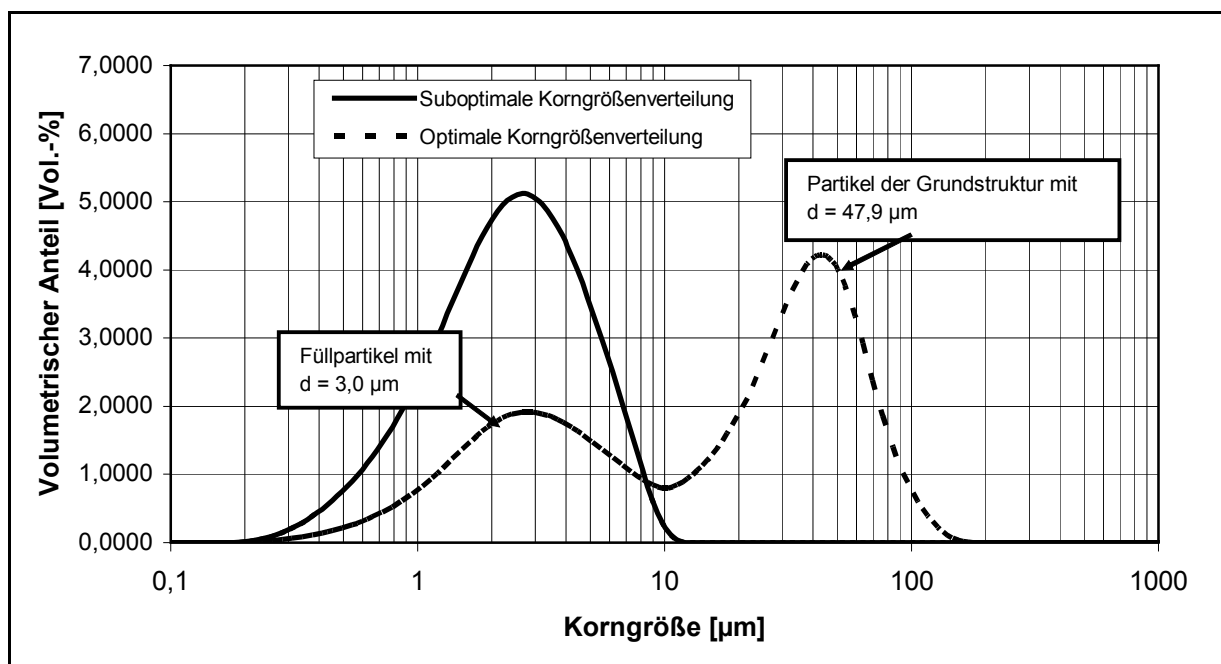


Abbildung 3.4-1: Korngrößenverteilungen als Beispiel für optimale und suboptimale Materialzusammensetzungen

Abbildung 3.4-2 zeigt die Summenkurven der zwei UHPC-Mischungen M1Q und B3Q nach Tabelle 3.2-1, deren Aufbau sich als mehrfache Ausfallsieblinie beschreiben lässt. Dieser Sieblinienaufbau führt zu einer optimierten Ausnutzung der Hohlräume des Grobkorns, hier im Wesentlichen der Quarzsand 0,125/0,500 mm, durch das nächst feinere Material.

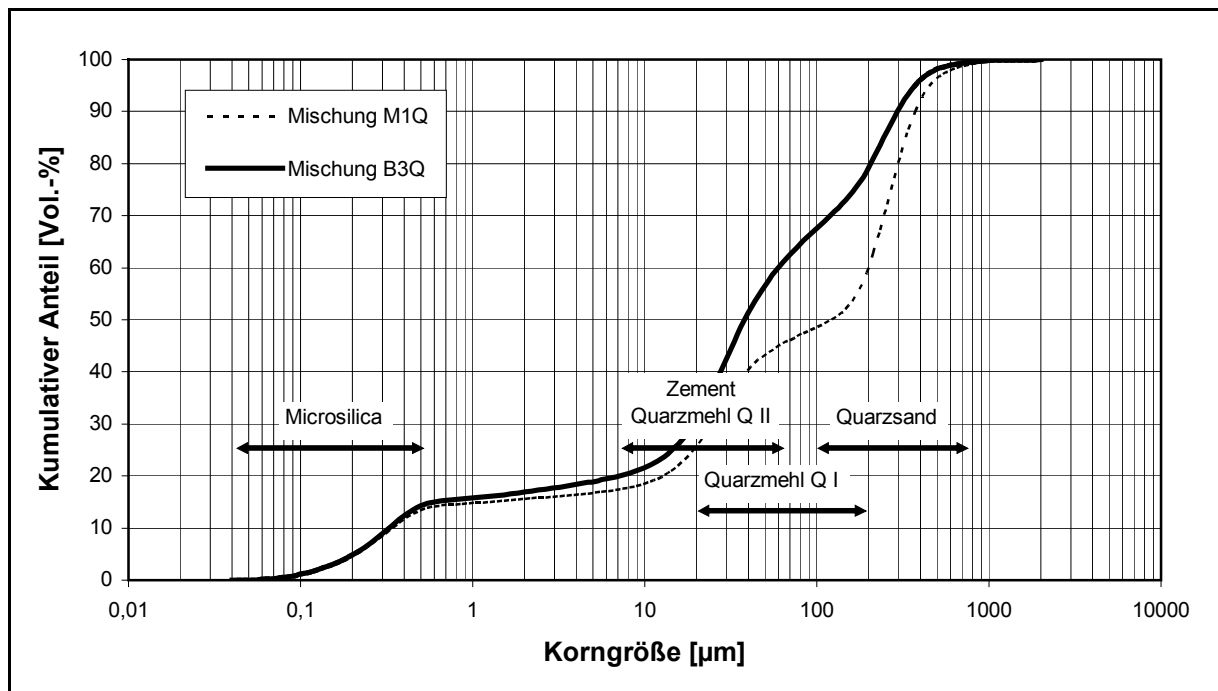


Abbildung 3.4-2: Summenkurve des Feinanteils < 500 µm für die UHPC-Mischungen M1Q und B3Q

In Abbildung 3.4-3 ist die mit dem Rotationsviscometer gemessene Viskosität von Bindemittelleimen aus Zement und Quarzmehl mit unterschiedlichen Mengen an Microsilica dargestellt. Mit 13 M.-% hochreinem Microsilica II nach Tabelle 3.1-2 wurde der Bindemittelleim optimal verflüssigt, mit 10 oder 25 M.-% war er dagegen deutlich steifer.

Ein Vergleich der Feinbetone M1Q und M2Q in Tabelle 3.2-1 bestätigt diesen Effekt: Bei gleichbleibendem w/z-Wert sowie mit annähernd gleicher Leim- und Fließmittelmenge war der Beton M2Q mit 135 kg/m<sup>3</sup> Microsilica sehr fließfähig (Ausbreitmaß a = 65 cm, Konsistenzklasse F6 nach DIN EN 206). Mit 230 kg/m<sup>3</sup> Microsilica war er dagegen deutlich steifer (a = 55 cm, Konsistenzklasse F4). Die Druckfestigkeit war in beiden Fällen etwa gleich.



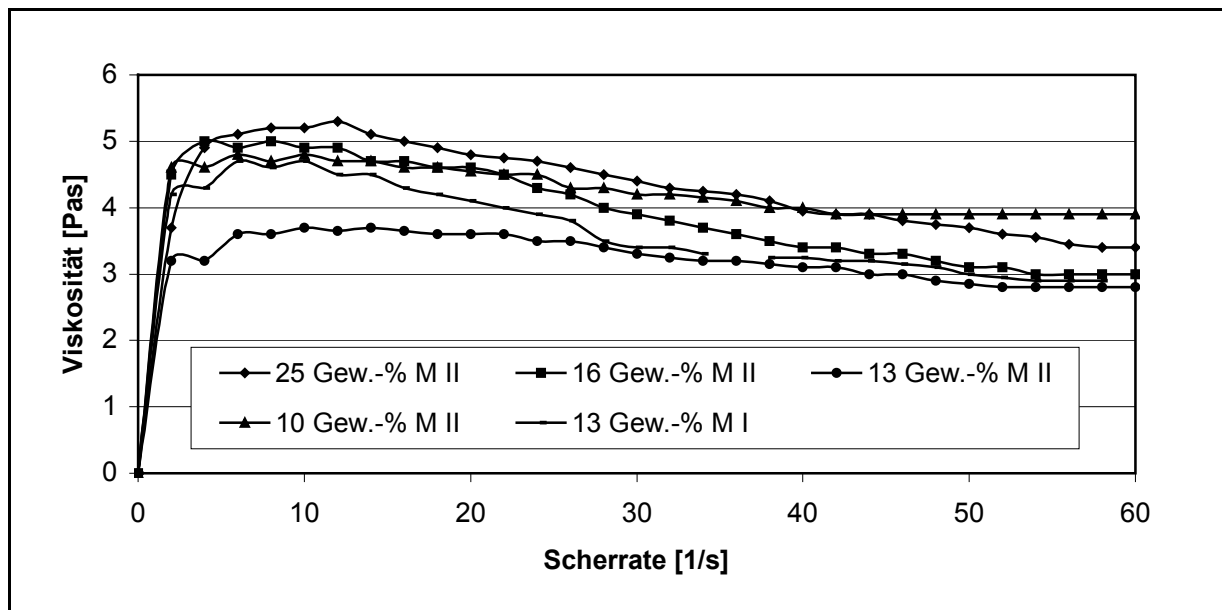


Abbildung 3.4-3: Viskosität von Zementleimpasten bei Zugabe unterschiedlicher Mengen an Mikrosilica und Mikrosilicaarten (MI und MII) nach Tabelle 3.1-2

Inerter, kornangepasster Feinststoff mit niedrigem Wasseranspruch - im vorliegenden Fall unterschiedlich feine Quarzmehle nach Tabelle 3.1-2 - ermöglichen es auch, den Zementgehalt deutlich zu senken und dennoch eine höhere Druckfestigkeit zu erzielen, wie ein Vergleich der Mischungen M1 und M1Q zeigt. Es genügt deshalb bei UHPC nicht mehr, der Mischungszusammensetzung den Zusammenhang zwischen w/z-Wert und Druckfestigkeit zugrunde zu legen, wie dies bei Normalbeton üblich ist. Maßgeblichen Einfluß hat zusätzlich der volumenbezogene Wasser-Feinstteilwert  $w/F_v$  des Bindemittelleims.

$$\frac{w}{F_v} = \frac{w}{\left(z + \sum Feinkorn\right)}$$

Feinstteile sind dabei alle inerten und reaktiven mineralischen Bestandteile mit einer Korngröße unter 0,125 mm. Der Wasser-Feinstteilwert  $w/F_v$  ist auch ein indirektes Maß für die Kornzusammensetzung des Feinstteilgemisches sowie für den von Wasser zu füllenden Resthohlraum zwischen den Partikeln und damit für die Packungsdichte der Feinstteile. Er bildet die eigentliche Grundlage für alle Optimierungsschritte bei UHPC.

Bei den in Abbildung 3.4-4 dargestellten, sonst vergleichbaren Betonen nach Tabelle 3.2-1 stieg beispielsweise die Druckfestigkeit bei gleichem wirksamen w/z-Wert um bis zu rd. 26% an, wenn der Wasser-Feinstteilwert durch Zugabe von kornoptimalem Quarzmehl von 0,53 auf 0,44 verringert wurde.

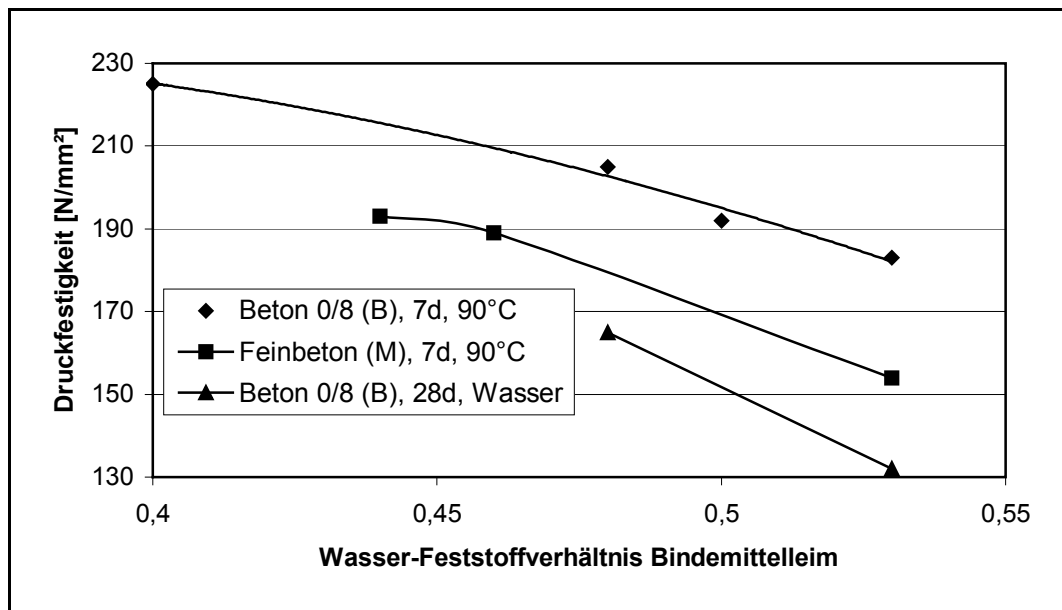


Abbildung 3.2-4: Druckfestigkeit der UHPC nach 3.2-1 in Abhängigkeit vom Wasser-Feststoffverhältnis des Bindemittelleims

Das Wissen um den  $w/F_v$ -Wert ermöglicht es zudem, den bislang noch sehr hohen Zementgehalt von UHPC zu verringern. Abbildung 3.4-4 zeigt die Ergebnisse orientierender Versuche. Bei einem gleichbleibenden Wasser-Feinstteilwert  $w/F_v$  von 0,52 wurden in einem UHPC mit 8 mm Größtkorn 370 kg Zement durch rd. 320 kg inertes Quarzmehl II nach Tabelle 3.1-2 mit ähnlicher Kornzusammensetzung ersetzt, siehe Abbildung 3.1-1. Der Zementgehalt sank dadurch von 890 auf nur noch 520 kg/m³. Der  $w/z$ -Wert stieg von anfänglich 0,20 auf 0,34 an, ohne daß die Druckfestigkeit kleiner wurde. Bei diesen Versuchen war dies erst der Fall, wenn ein  $w/z$ -Wert von etwa 0,40 überschritten wurde. Inwieweit der höhere  $w/z$ -Wert die Dauerhaftigkeit von UHPC beeinflusst, wird derzeit untersucht.

### 3.4.3. Verringerung des Leimgehaltes

Bei nahezu allen früheren Untersuchungen an UHPC wurden zumeist feinkörnige Betone mit einem Größtkorn von 1 mm oder weniger und entsprechend sehr hohen Leimgehalten von bis zu 600 l/m<sup>3</sup> oder darüber verwendet. Der Zementgehalt solcher feinkörniger UHPC liegt im allgemeinen zwischen rd. 700 und rd. 900 kg/m<sup>3</sup>. Dem entspricht auch der in dieser Arbeit überwiegend verwendete Beton M1Q. Anfänglich wurden auch die Betone der Serien B1 bis B2Q (siehe Abschnitt 3.2-1) mit 8 mm Größtkorn mit ähnlich hohem Zementgehalt zwischen 630 und 800 kg hergestellt. In einem ersten Optimierungsschritt wurde der Zementgehalt ohne Rückgang der Festigkeit der wärmebehandelten Prüfkörper auf 580 kg/m<sup>3</sup> verringert, wobei allerdings der Leimgehalt mit 600 kg/m<sup>3</sup> ebenso hoch war wie beim Feinstkornbeton. Hohe Zement- und Leimgehalte können bei UHPC trotz der niedrigen Porosität und der hohen Festigkeit der Zementsteinmatrix nachteilig sein, weil dadurch unter Umständen die Hydratationswärme erhöht und das Schwinden und Kriechen vergrößert werden können.

Für die meisten Untersuchungen wurden die aus früheren Versuchsreihen bekannten und im Labor zielsicher herstellbaren Mischungen M1Q und B3Q verwendet. Als Basis für eine zukünftige weitere Optimierung wurde das Leimvolumen des Grobkornbetons B3Q von anfänglich rd. 580 l/m<sup>3</sup> schrittweise um jeweils 50 l/m<sup>3</sup> auf nur noch 380 l/m<sup>3</sup> Beton verringert. Das Zuschlagvolumen wurde entsprechend vergrößert. Die Zusammensetzung des Leims und der Kornanteil der Gesteinskörnung wurde prozentual gleich gehalten. Die Menge an Fließmittel FM 3 wurde ausgehend von rd. 30 l/m<sup>3</sup> so gesteigert und angepasst, dass immer ein Ausbreitmaß  $a_{10}$  von  $55 \pm 2$  cm erreicht wurde. Bei den Betonen ohne Fasern – die in Tabelle 3.4-3 nicht gesondert aufgeführt sind, weil sie sich abgesehen vom geringen volumetrischen Anteil der Fasern nicht von den Betonen mit Fasern unterscheiden – stieg die erforderliche Fließmittelmenge von anfänglich rd. 3,5 bis auf nahezu 6 M.-% vom Zement an. Bei den Betonen mit 2,5 bis 1,6 V.-% Stahlfasern verdoppelte sich diese Menge von 5,8 M.-% (Vergleichsbeton mit 580 l Leimgehalt) auf nahezu 10 M.-% bei dem Beton mit nur noch 380 l Leim/m<sup>3</sup> Beton.

Beton Komponenten [dm <sup>3</sup> ]	Volumen B3Q	Volumen B3Q-530	Volumen B3Q-500	Volumen B3Q-480	Volumen B3Q-430	Volumen B3Q-380
CEM I 52,5 R HS/NA	187,1	170,8	161,1	154,7	139	122
Silicastaub	80,5	73,4	69,3	66,5	60	53
Feinquarz QII	49,4	45,1	42,6	40,9	37	32
Feinquarz QI	122,6	111,9	105,6	101,4	91	80
Wasser	141,0	128,7	121,4	116,6	104	92
Summe Leimvolumen	580,6	530,0	500,0	480,0	430,0	380,0
Fließmittel FM 3 o. Fasern	20,3	21,2	22,5	21,6	21,5	22,8
Fließmittel FM 3 m. Fasern	30,3	33,4	37,1	40,0	38,7	38,0
Stahlfasern 9/0,15 mm	24,5	22,3	21,1	20,2	18	16
Quarzsand 0,125/0,5	133,6	145,5	156,5	163,7	182	200
Basalt (2/5)	76,1	83,0	89,2	93,3	103,7	114,0
Basalt (5/8)	50,5	55,1	59,2	61,9	68,8	75,7
Basalt (8/11)	73,7	80,3	86,3	90,3	100,3	110,3
Basalt (11/16)	49,1	53,5	57,5	60,2	66,9	73,6
Summe Basalt (2 -16mm)	249,5	271,8	292,2	305,7	340	374

Tabelle 3.4-3: Übersicht der Volumenanteile der Betonkomponenten aller Mischungen

Die Druckfestigkeit der Betone ohne Fasern ist in Abbildung 3.4-6 in Abhängigkeit vom Leimgehalt dargestellt. Zusätzlich wurde der jeweils zugehörige Fließmittelgehalt in Masseprozent eingetragen. Es ist zu erkennen, dass die Druckfestigkeit bei der hier gewählten Vorgehensweise weitgehend unabhängig vom Leim und damit auch vom Matrixgehalt des erhärteten Betons war. Sie lag immer bei rd. 165 N/mm<sup>2</sup>.

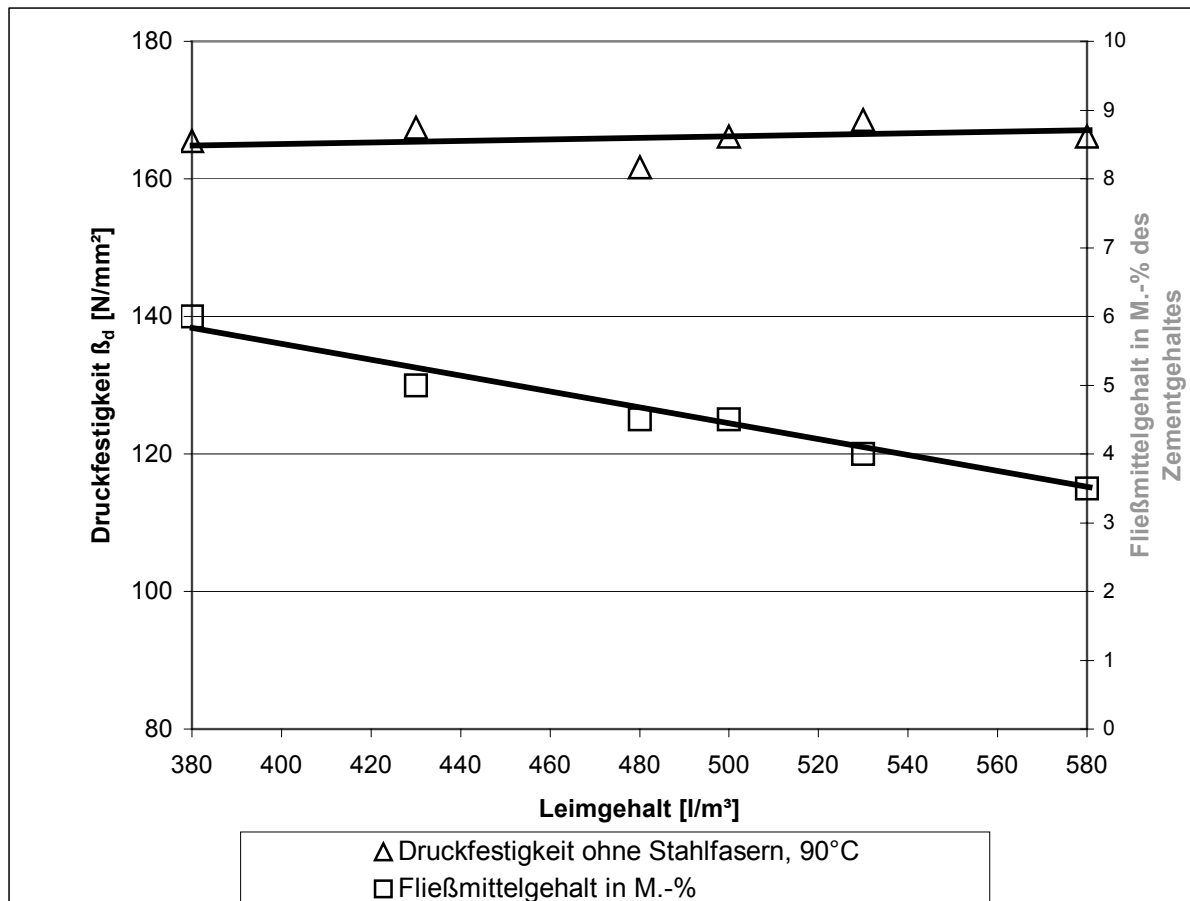


Abbildung 3.4-6: Darstellung der Druckfestigkeit und des Fließmittelgehaltes der Ultra-Hochfesten Betone in Abhängigkeit vom Leimgehalt, Ausbreitmaß nach EN 12350-5 konstant 55 cm

In Abbildung 3.4-7 sind die Einzelwerte aller Betone ohne und mit Fasern aufgeführt, nach einer 48-stündigen Warmbehandlung bei 90°C. Wie in Abbildung 3.4-6 ist die Druckfestigkeit der Betone ohne Fasern weitgehend unabhängig vom Leimgehalt des Betons. Bei dem hier dargestellten faserhaltigen Beton lässt sich tendenziell vermuten, dass die Druckfestigkeit bei niedrigerem Leimgehalt ebenfalls kleiner wird, und zwar bei den wärmebehandelten Betonen um rd. 16 N/mm² oder rd. 10 %. Möglicherweise ist dies darauf zurückzuführen, dass sich die Fasern eher senkrecht zur Einführrichtung des Betons orientieren, wenn eine ausreichend große Menge Zementleim vorhanden ist. Ähnliche Einflüsse auf die Wirksamkeit der Fasern wurden früher auch an Normalbeton festgestellt, siehe [B3].

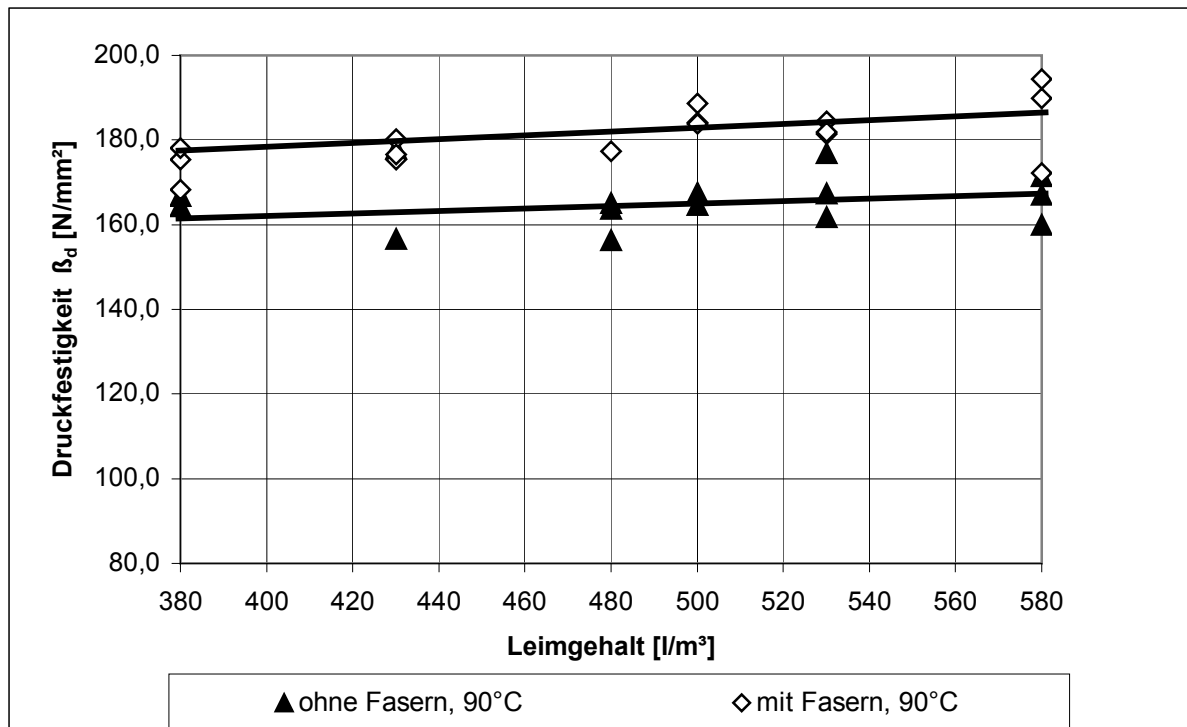


Abbildung 3.4-7: Einzelwerte der Druckfestigkeit in Abhängigkeit vom Leimgehalt, Betonalter 7 Tage

In weiteren Untersuchungen soll festgestellt werden, ob dies tatsächlich der Grund für die Festigkeitsunterschiede ist, ob sie auch bei weichen bis fließfähigen oder sich selbst verdichtenden UHPC zu erwarten sind und ob und wie man den vermuteten Festigkeitsrückgang unter Umständen durch Änderungen im Herstellverfahren gezielt ausgleichen kann. Die Untersuchungen zum Einfluss der Leimmengen auf die Zug- und Biegezugfestigkeit der hier untersuchten UHPC sind noch nicht abgeschlossen. Weiterhin soll untersucht werden, ob die sehr hohen Fließmittelmengen durch eine weitergehende granulometrische Optimierung des Zementleims und damit auch der erhärteten Matrix verringert werden können, ohne dass die Verarbeitbarkeit beeinträchtigt wird.

## 3.5. Festbetoneigenschaften

### 3.5.1. Mechanische Eigenschaften

#### 3.5.1.1. Druckfestigkeit

Die Druckfestigkeit der hier geprüften faserhaltigen Betone nach Tabelle 3.2-1 und ihre zeitliche Entwicklung bei Wasserlagerung und bei einer frühzeitigen Wärmebehandlung bei 90 °C kann Tabelle 3.5-1 entnommen werden. Geprüft wurden Betonzylinder (d/h = 150/300 mm) nach DIN 1048 Teil 5 in einem Alter von 7, 28 und 56 Tagen. Die wassergelagerten Proben wurden am Tag der Prüfung aus dem Wasserbad entnommen und bis zur Prüfung vor Feuchtigkeitsverlust geschützt. Geprüft wurden in jeder Serie jeweils 5 Prüfkörper.

Prüfkriterium	UHPC – Mischungen					
	M1Q WL	M1Q 90°C	Differenz	B3Q WL	B3Q 90°C	Differenz
Druckfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]						
f <sub>c</sub> nach 7 d	128	200	+72	140	195	+55
f <sub>c</sub> nach 28 d	153	208	+55	158	205	+47
f <sub>c</sub> nach 56 d	180	222	+42	186	> 226 <sup>1)</sup>	>+40
Rohdichte [kg/dm <sup>3</sup> ]	2,50	2,52		2,51	2,59	

Tabelle 3.5-1: Zeitliche Entwicklung der Zylinderdruckfestigkeit der gefaserten Ultra-Hochfesten Betone M1Q und B3Q, WL-Wasserlagerung 20°C, 90°C – Warmbehandlung für 48h, <sup>1)</sup> Maximallast der Prüfmaschine erreicht

Die Druckfestigkeit der bei 90 °C wärmebehandelten Prüfkörper war mit 195 bis rd. 226 N/mm<sup>2</sup> je nach Prüfzeitpunkt zwischen rd. 40 und rd. 70 N/mm<sup>2</sup> größer als diejenige der gleich zusammengesetzten, dauernd wassergelagerten Prüfkörper. Nach 56 Tagen betrug der Unterschied bei beiden untersuchten Betonen M1Q und B3Q rd. 40 N/mm<sup>2</sup> oder mehr als 20 %.

Die zeitliche Entwicklung der Druckfestigkeiten ist in Abbildung 3.5-1 dargestellt. Es zeigt sich, dass sich bei den wärmebehandelten Proben die Druckfestigkeit nach 7 Tagen bereits zu 90 % ausgebildet hat. Bei den wassergelagerten Proben lag die erreichte Druckfestigkeit nach 7 Tagen bei 70 % der Endfestigkeit.

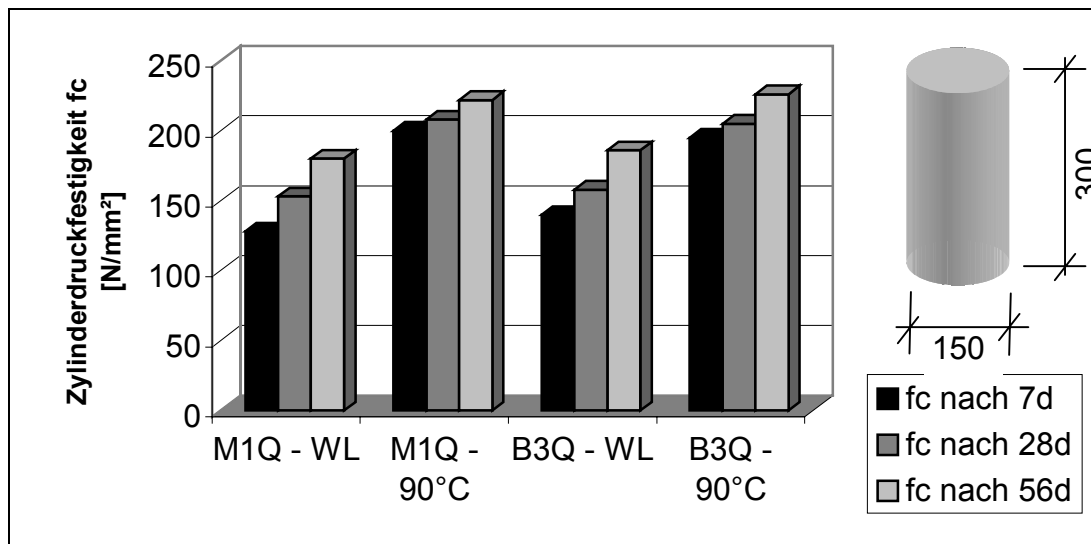


Abbildung 3.5-1: Entwicklung der Zylinderdruckfestigkeit in Abhängigkeit vom Probenalter

Um den Einfluss der Fasern auf die Festigkeit zu untersuchen, wurden in einer weiteren Serie an Probekörpern aus dem Beton B3Q/90°C die mit und ohne 2,5-Vol.% Stahlfasern erreichte Druckfestigkeit verglichen (siehe Tabelle 3.5-2)

Zylinder	Druckfestigkeit in [ $\text{N/mm}^2$ ]		Differenz
	B3Q –90°C ohne Fasern	B3Q-90°C mit 2,5 Vol.% Fasern	
1	181	202	
2	192	211	
3	177	208	
4	178		
Mittelwert	182	207	26

Tabelle 3.5-2: Druckfestigkeit  $f_c$  nach 28 d des Betons B3Q mit 90°C Wärmebehandlung

Die Druckfestigkeit des faserhaltigen Betons war zwischen 19 und 31  $\text{N/mm}^2$ , im Mittel um 26  $\text{N/mm}^2$  oder rd. 15 % größer als ohne Fasern. Dies dürfte in erster Linie eine Folge der querdehnungsbehindernden Wirkung der schräg oder senkrecht zur Längsachse der Prüfzylinder liegenden Fasern sein.

In weiteren Untersuchungen wird der Frage nachgegangen, wie die Fasern im Beton bei der hier gewählten Konsistenz, aber auch bei selbstverdichtendem UHPC tatsächlich orientiert sind. Daraus lässt sich ableiten, ob der hier festgestellte Festigkeitsunterschied noch weiter erhöht werden kann, indem die Fasern möglichst vollständig senkrecht zur Längsachse der druckbeanspruchten Prüfkörper orientiert werden.



### 3.5.1.2. Spannungs-Dehnungs-Linie bei einaxialem Druck

Das Verformungsverhalten bei einaxialer Druckbelastung wurde an Prüfzylindern mit einem Durchmesser von 150 mm und einer Höhe von 300 mm geprüft. Die Geschwindigkeit der aufgetragenen Verformung betrug 0,05 mm/s. In den Abbildungen 3.5-2 und 3.5-3 sind die Spannungs-Dehnungs-Linien des Betons B3Q/90°C ohne und mit 2,5 V.-% Stahlfasern mit einer Länge von 9 mm dargestellt.

Bis zu einer Druckspannung, die etwa 90 % der Festigkeit entsprach, ergab sich ein weitgehend linearer Zusammenhang zwischen der Spannung und der mit Wegaufnehmern gemessenen Stauchung. Die Verformungen wurden am mittleren Drittel direkt an der Probe abgenommen.

Der Elastizitätsmodul des Betons ohne Fasern – bestimmt als Steigung der Sekante durch den Ursprung bis 70 % der Festigkeit – betrug im Mittel  $E_c = 49000 \text{ N/mm}^2$ . Die Bruchstauchung erreichte  $4,1 \text{ ‰}$ . Der Prüfkörper versagte bei Erreichen der Festigkeit schlagartig. Der spröde Beton zerplatzte daher wie in Abbildung 3.5-4 gezeigt ist. Das Verformungsverhalten bei Druckbeanspruchung unterschied sich damit – ähnlich wie beim Hochfesten Beton – deutlich von Normalbeton, bei dem die Stauchungen üblicherweise bereits ab etwa 40 % der Druckfestigkeit überproportional zunehmen, weil sich in der Betonstruktur zunehmend energieverzehrende Mikrorisse bilden. Nach Erreichen der Festigkeit ist Normalbeton durchaus in der Lage, weiterhin abnehmende Druckbeanspruchungen bei Dehnungszunahme zu ertragen.

Durch die Zugabe einer ausreichenden Menge von Stahlfasern kann das Verhalten von Ultra-Hochfestem Beton duktil gestaltet werden, wie Abbildung 3.5-3 am Beispiel des hier untersuchten Betons mit 2,5 Vol.-%, 9 mm langer Fasern zeigt. Selbst bei einer Stauchung von 7 % wurde noch immer eine Restdruckspannung zwischen rd. 80 und 140 N/mm<sup>2</sup> gemessen. Dies entspricht etwa 40 bis 70 % der Druckfestigkeit. Allerdings streuen die in Bild 3.5-3 dargestellten Spannungs-Dehnungs-Linien im Bereich des abfallenden Astes nach Erreichen der Druckfestigkeit von Prüfkörper zu Prüfkörper stark, während sie vor Erreichen der Maximalspannung weitgehend identisch verliefen. Möglicherweise ist dies wiederum darauf zurückzuführen, dass die Fasern im Beton entweder nicht vollständig homogen verteilt oder dass sie in den einzelnen Prüfkörpern unterschiedlich orientiert waren.

Um zu gesicherten Werkstoffkennwerten zu kommen, soll daher in weiterführenden Untersuchungen insbesondere die Frage der Orientierung der Stahlfasern und ihrer

Beeinflussung intensiver untersucht werden, siehe auch Abschnitt 3.5.1.3 und Abschnitt 3.5.1.4.

Zusätzlich zu der Darstellung in Abbildung 3.5-2 sind die bei unterschiedlichen Druckspannungen gemessenen Stauchungen in Tabelle 3.5-3 noch einmal zusammengestellt.

Ausnutzung der Festigkeit	Druckspannung	Stauchung
[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[‰]
100 %	199,8	4,11
90 %	174,5	3,54
60 %	116,3	2,32
30 %	58,2	1,19

Tabelle 3.5-3: Daten Spannungsdehnungslinie UHPC ohne Fasern, Mischung B3Q-90°C

Das typische Bruchbild eines Ultra-Hochfesten Betons mit Faserzusatz ist in Abbildung 3.5-5 zu sehen.

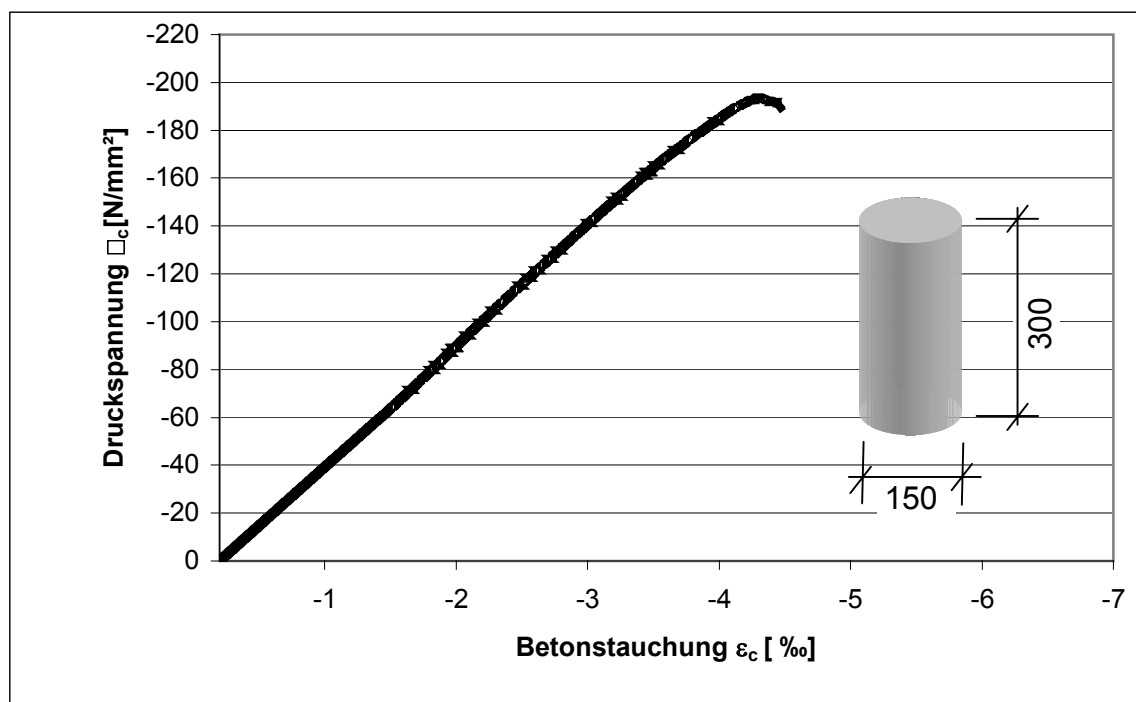


Abbildung 3.5-2: Spannungs-Dehnungs-Linie UHPC ohne Fasern, Mischung B3Q-90°C

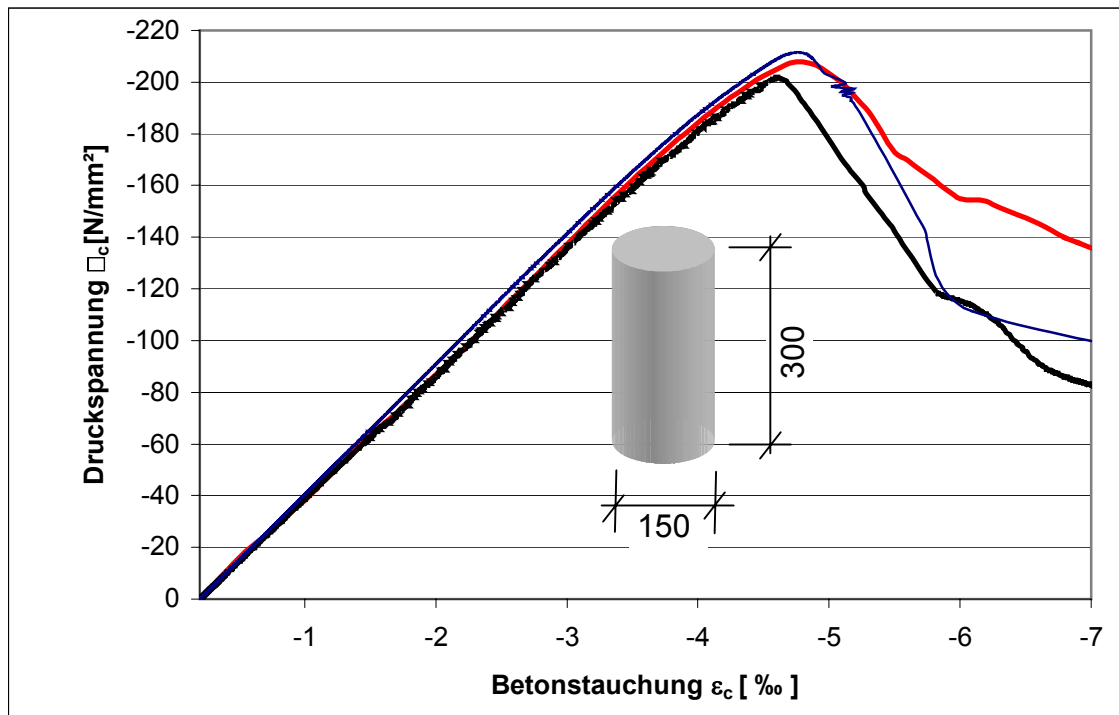


Abbildung 3.5-3: Spannungs-Dehnungs-Linien von 3 Probekörpern UHPC B3Q-90° + 2,5Vol.-% Fasern



Abbildung 3.5-4: Prüfzylinder ohne Stahlfasern



Abbildung 3.5-5: Prüfzylinder mit 2,5 Vol.-% Stahlfasern

### 3.5.1.3. Einaxiale Zugfestigkeit

Die einaxiale Zugfestigkeit wurde an zwei unterschiedlichen Prüfkörperarten geprüft. Und zwar zum einem an 160x40x40 mm großen Prismen, die an zwei gegenüberliegenden Seiten mittig um 10 mm eingekerbt wurden. Die Kerben wurden nachträglich in den erhärteten Beton eingesägt.

Ergänzend dazu wurden in einer weiteren Serie gevoutete zylindrische Prüfkörper nach Abbildung 3.5-7 mit einem Durchmesser von 80 mm und einer Höhe von 300 mm geprüft, die aus dem Beton M3Q mit 8 mm Größtkorn und mit 2,5 V.-% Fasern (0,15 x 9 mm) hergestellt wurden. In beiden Fällen wurden zur Einleitung der Zugkräfte auf die Stirnflächen plangeschliffene Stahlplatten aufgeklebt. Die Prüfkörper wurden weggesteuert beansprucht, und zwar mit einer Prüfgeschwindigkeit von 0,01 mm/sek. Die gevouteten Prüfkörper 300/80 mm wurden nach dem Ausschalen einen Tag lang bei 20°C unter Wasser gelagert und danach zwei Tage bei 90°C wärmebehandelt.

Die Prismen wurden abweichend von der Lagerung aller übrigen Prüfkörper statt 2 Tagen 4 Tage lang wärmebehandelt, was sich allerdings nach den Untersuchungen in Abschnitt 3.2.5 nicht signifikant auf die Festigkeit ausgewirkt haben dürfte. Zum Vergleich wurde eine Prüfkörperserie nach der eintägigen Wasserlagerung bis zur Prüfung 25 Tage im Trockenschrank bei 90 °C aufbewahrt. Damit sollte festgestellt werden, ob bei dieser bewusst langen, in der Praxis nicht vorkommenden Temperaturbeaufschlagung Veränderungen im Gefüge auftreten. Die Lagerungsbedingungen der Prismen sind in Tabelle 3.5-4 zusammengestellt.

Prismen	Schalung	Wasser- lagerung (20°C)	Wärme- behandlung (90°C)	Normklima (20°C; 65% rel.F.)	Tag der Prüfung
1.1 – 1.3, 5.1 – 5.6	2 d	1 d	4 d	-	7 d
2.1 – 2.3, 6.1 – 6.6	2 d	1 d	4 d	21 d	28 d
3.1 – 3.3, 7.1 – 7.6	2 d	1 d	25 d	-	28 d

Tabelle 3.5-4: Lagerungsarten und Lagerungsdauer der Prismen UHPC M1Q mit 2,5 Vol. % 9mm Fasern

Die einaxiale Zugfestigkeit der gekerbten Prismen ist in Tabelle 3.5-5 zusammengestellt. Sie lag zwischen rd. 12 und rd. 17 N/mm<sup>2</sup>. Zwischen den 7 und 28 Tage alten, gleich gelagerten Proben war kein signifikanter Unterschied festzustellen. Die Festigkeit der 25 Tage bei 90°C gelagerten Proben war ebenfalls nur geringfügig um rd. 2,5 N/mm<sup>2</sup> größer als die der nur 2 Tage wärmebehandelten.

Prisma	Alter bei Prüfung	Zugfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	Mittelwert der Zugfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]
1.1	7d	13,88	14,17
1.2		13,90	
1.3		14,75	
2.1	28 d	12,21	13,32
2.2		14,28	
2.3		13,48	
3.1	28 d	16,66	15,71
3.2		14,95	
3.3		15,53	

Tabelle 3.5-5: Einaxiale Zugfestigkeiten der unterschiedlich gelagerten Prismen 1.1 – 3.3 der Mischung M1Q mit 2,5 Vol. % Stahlfasern

In der Abbildung 3.5-6 sind die gemittelten Spannungs-Rissöffnungs-Kurven der geprüften Einzelprismen nach Tabelle 3.5-5 dargestellt. Nach Erreichen der Zugfestigkeit nahm die aufnehmbare Restzugspannung kontinuierlich ab. Bei einer gemessenen Rissweite von 1 mm konnten noch etwa 50 % der Zugfestigkeit aufgenommen werden. Abgesehen von der etwas höheren Zugfestigkeit waren keine signifikanten Unterschiede im Verformungsverhalten der drei unterschiedlich vorgelagerten Serien festzustellen.

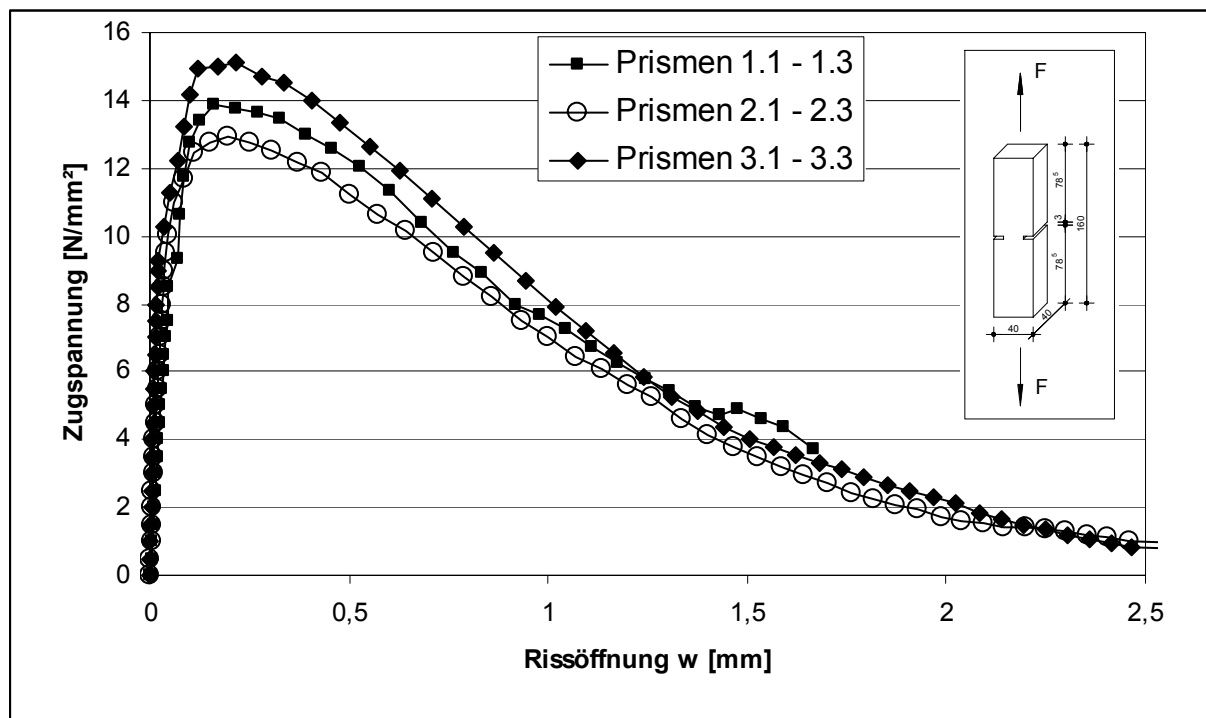


Abbildung 3.5-6: Mittlere Spannungs – Rissöffnungs Beziehung der Prismen 1.1 - 3.3

Tabelle 3.5-6 gibt die mittlere Bruchenergie der Proben bezogen auf Ihre Resttragfähigkeit wieder. Bei einer Resttragfähigkeit von 75 %. erreicht bei ca. 0,70 mm Rissöffnung. waren im Mittel schon bis zu 50% der Bruchenergie  $G_F(w)$  dissipiert.

Prismen	1.1 – 1.3		2.1 – 2.3		3.1 – 3.3	
Resttragfähigkeit	Rissöffnung	Mittelwert der Bruchenergie	Rissöffnung	Mittelwert der Bruchenergie	Rissöffnung	Mittelwert der Bruchenergie
[%]	[mm]	[N/m]	[mm]	[N/m]	[mm]	[N/m]
75	0,70	7937	0,71	7870	0,67	8313
50	1,07	11517	1,07	11079	1,04	12750
25	1,66	14390	1,58	13127	1,65	15443
10	2,40	16757	2,30	14555	2,20	17013

Tabelle 3.5-6 Mittelwerte der Bruchenergie der Prismen in Abhängigkeit von der Resttragfähigkeit

Die Ergebnisse an gevouteten Zugprüfkörpern des Betons B3Q mit 2,5 V.-% Fasern sind in Tabelle 3.5-7 zusammengestellt. Die gemittelte Zugspannungs-Rissöffnungskurve in Abbildung 3.5-8 zeigt, dass die Zugfestigkeit von i. M. 7 N/mm<sup>2</sup> deutlich niedriger als die an Prismen geprüfte Zugfestigkeit des Betons M1Q mit dem gleichen Faseranteil ist.

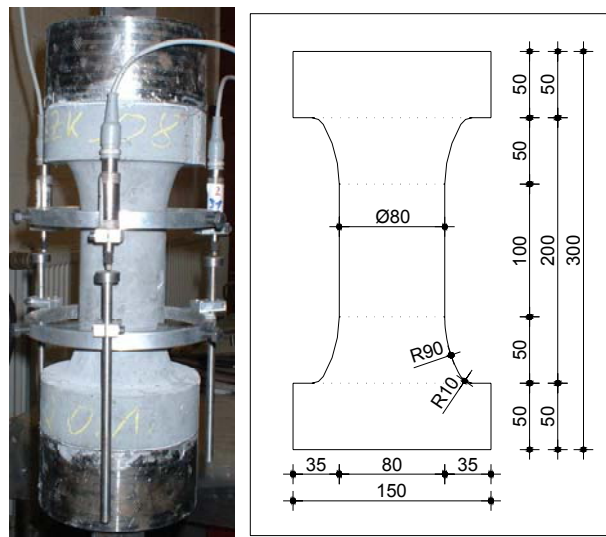


Abbildung 3.5-7: Foto und Skizze Prüfkörper

Prüfkörper	Alter bei Prüfung	Zugfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	Mittelwert der Zugfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	Standard- abweichung [N/mm <sup>2</sup> ]	Variations- koeffizient
1	7d	7,88	7,04	0,574	0,081
2		6,09			
3		8,04			
4		6,74			
5		6,89			
6		6,65			

Tabelle 3.5-7: Einaxiale Zugfestigkeiten von gevouteten zylindrischen Prüfkörpern der Mischung B3Q mit 2,5 Vol % Stahlfasern

Die im Vergleich zu den Prüfungen an Prismen deutlich geringeren Zugfestigkeiten sind auf die größere Inhomogenität des Betons mit dem größeren Größtkorn von 8 mm zurückzuführen. Ähnliche Erfahrungen liegen auch von Normalbeton mit Fasern vor. Außerdem ist anzunehmen, dass sich die Fasern wegen des geringeren Leimgehaltes beim Verdichten weniger leicht in eine bevorzugte Lage bringen können. Zudem wurden die Prüfkörper stehend hergestellt. Bei ausreichendem Zementleimgehalt orientieren sich die Fasern bei dieser Herstellung eher senkrecht zur Einführrichtung. Wenn die Prüfkörper parallel zur Längsachse gezogen werden, ist ein geringerer Teil der Fasern wirksam als z.B. bei den horizontal betonierten Prismen. Auch bei diesen Untersuchungen wurde wiederum deutlich, dass die Art der Herstellung auf die spätere Beanspruchung abgestimmt sein muss, und zwar in der Form, dass möglichst viele Fasern in der Beanspruchungsrichtung orientiert sind [B3].

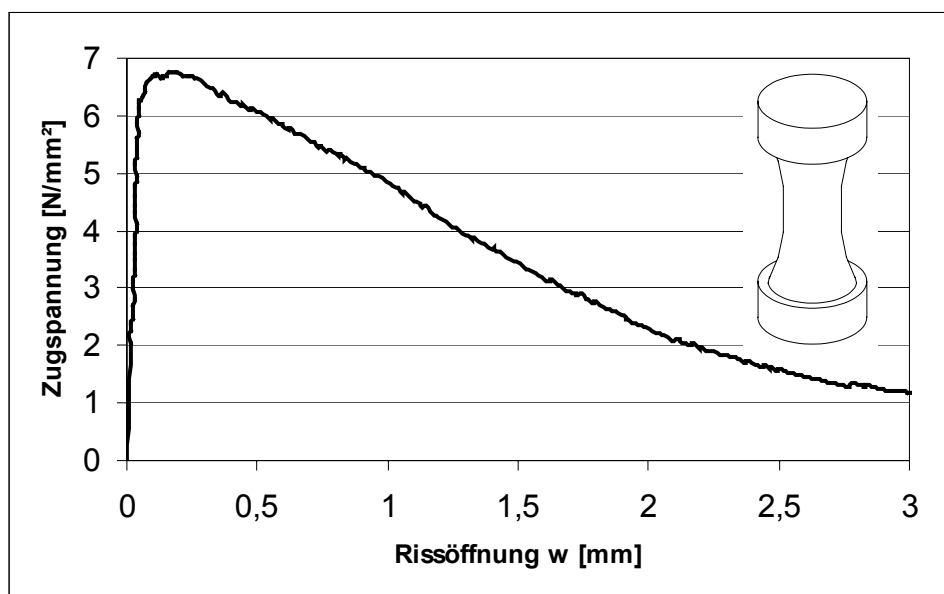


Abbildung 3.5-8: Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit der gevouteten zylindrischen Prüfkörper 1 - 6, Mischung B3Q 2,5 Vol % Fasern

Zylinder	1 - 6	
Resttragfähigkeit	Rissöffnung	Mittelwert der Bruchenergie
[%]	[mm]	[N/m]
75	0,91	5436
50	1,52	7981
25	2,40	10096
10	3,85	11708
0	8,60	12932

Tabelle 3.5-8 Mittelwerte der Bruchenergie der gevouteten Zylinder in Abhängigkeit von der Resttragfähigkeit

#### 3.5.1.4. Biegezugfestigkeit

Die Biegezugfestigkeit des Betons M1Q mit 2,5 Vol.-% Fasern wurde an Prismen 160x40x40 mm in Anlehnung an DIN EN 196-1 und an Betonbalken 700x150x150 mm nach DIN 1048 Teil 5 geprüft. Die Biegezugfestigkeit des Festbetons B3Q, ebenfalls mit 2,5 Vol.-% Fasern, wurde nur an den Betonbalken festgestellt. Als gemessene Verformungsgröße steht der Maschinenweg zur Verfügung. Lokale Verformungen konnten nicht gemessen werden. Alle Prüfkörper wurden nach Tabelle 3.5-4 vorgelagert und bei 90 °C wärmebehandelt. Der Beton M1Q wurde in der Regel mit 9 mm langen Fasern hergestellt. Zur Feststellung des Fasereinflusses wurden die Balken vergleichend mit dem Beton M1Q jeweils mit 2,5 Vol.-% 6 und 9 mm langen Fasern geprüft (Siehe Abschnitt 3.1.5).

Die Biegezugfestigkeit der Prismen des Betons M1Q ist in Tabelle 3.5-9 zusammengestellt. Sie lag weitgehend unabhängig von der Lagerung zwischen 33 und 41 N/mm<sup>2</sup>, i.M. bei rd. 36 N/mm<sup>2</sup>. Wie bei der Druck- und der Zugfestigkeit war auch hier kein Unterschied festzustellen, ob die wärmebehandelten Proben nach 7 oder nach 28 Tagen geprüft wurden. In den Abbildungen 3.5-9 und 3.5-10 sind die mittleren Spannungs-Verformungskurven der Prismen 6.1 bis 6.6 und 7.1 bis 7.6 nach Tabelle 3.5-9 dargestellt.



Prisma	Biegezugfestigkeit $f_{ct,fl}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Prisma	Biegezugfestigkeit $f_{ct,fl}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Mittelwert der Biegezugfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	Standardabweichung [N/mm <sup>2</sup> ]	Variations-Koeffizient [-]
5.1	33,2	5.4	33,0	34,7	1,51	0,043
5.2	35,3	5.5	35,4			
5.3	37,0	5.6	34,4			
6.1	36,7	6.4	37,0	35,7	1,61	0,045
6.2	34,4	6.5	35,9			
6.3	37,1	6.6	33,1			
7.1	36,0	7.4	34,7	36,3	2,64	0,073
7.2	34,4	7.5	36,16			
7.3	35,1	7.6	41,5			

Tabelle 3.5-9: Biegezugfestigkeit Prismen 5.1 – 7.6

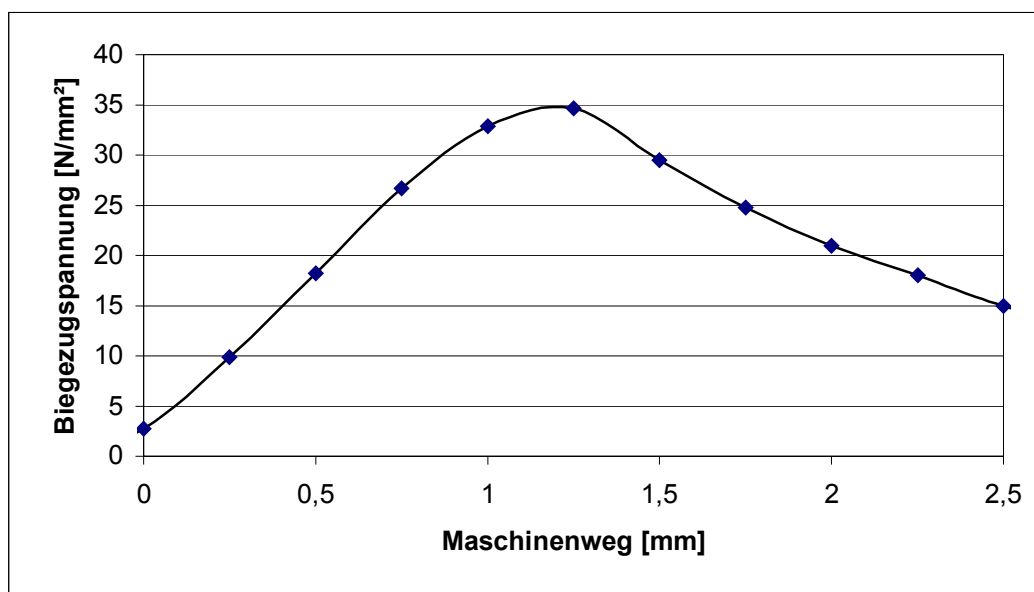


Abbildung 3.5-9: Mittelwert Biegezugprüfung der Prismen 6.1 – 6.6, Bruchenergie  $G_{F,f}$  18052 N/m

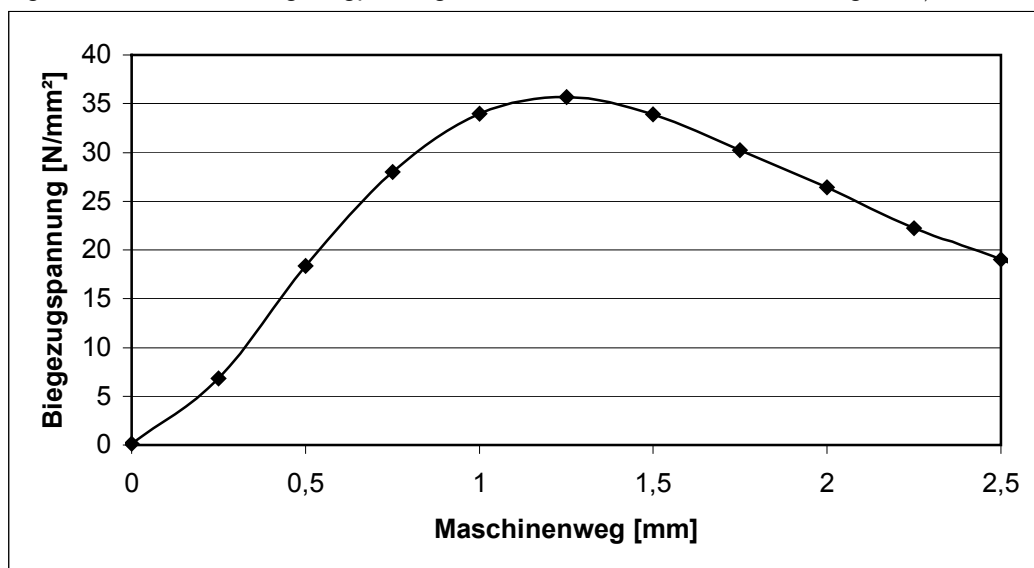


Abbildung 3.5-10: Mittelwert Biegezugprüfung der Prismen 7.1 – 7.6, Bruchenergie  $G_{F,f}$  19820 N/m

Die Bruchenergie  $G_{F,f}$  wurde als Quotient aus der Fläche unter der Kraft-Durchbiegungsbeziehung und der Ligamentfläche bestimmt. Die mittleren Bruchenergien  $G_{F,f}$  der Prismen sind in Tabelle 3.5-11 dargestellt.

In Tabelle 3.5-10 ist die Biegezugfestigkeit von Balken 700x150x150 mm der zum Teil bis zur Prüfung wassergelagerten oder bei 90°C wärmebehandelten Betone M1Q und B3Q mit 2,5 Vol.-% der 9 mm langen Fasern zusammengestellt. Die Biegezugfestigkeit wurde nach 7, 28 und 56 Tagen geprüft. Erwartungsgemäß stieg sie bei den wassergelagerten Prüfkörpern vom 7. bis zum 56. Tag um nahezu 50 % von 11 auf rd. 16 N/mm<sup>2</sup> (Beton M1Q-WL) bzw. von 18 auf 24 N/mm<sup>2</sup> (Beton 3Q-WL) an. Dies war bei den wärmebehandelten Prüfkörpern nicht der Fall. Auffällig ist allerdings, dass hier die wärmebehandelten Prüfkörper aus Beton B3Q mit im Mittel rd. 18 N/mm<sup>2</sup> eine etwa 20 % niedrigere Biegezugfestigkeit erreichten als der Feinkornbeton M1Q mit der gleichen Fasermenge. Die Biegezugfestigkeit des Feinkornbetons war bei Wärmebehandlung nach 7 Tagen etwa doppelt so groß wie die der wassergelagerten Prüfkörper, nach 56 Tagen noch immer rd. 30 % größer als die der sonst vergleichbaren wassergelagerten Prüfkörper. Die Ursache für dieses unterschiedliche Verhalten muss durch weitere Untersuchungen unter anderem des Mikrogefüges der Grob- und Feinbetone bei Wasserlagerung und nach einer Wärmebehandlung untersucht werden. Die unterschiedliche Rohdichte nach Tabelle 3.5-9 allein gibt keinen ausreichenden Hinweis.

Prüfkriterium	UHPC – Mischungen			
	M1Q - WL	M1Q – 90°C	B3Q - WL	B3Q – 90°C
Biegezugfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]				
$f_{ct,fl}$ nach 7 d	11.1	22.1	18.3	18.0
$f_{ct,fl}$ nach 28 d	13.3	22.2	20.4	17.9
$f_{ct,fl}$ nach 56 d	16.2	22.1	24.2	18.1
Rohdichte kg/dm <sup>3</sup>	2,50	2,52	2,51	2,59

Tabelle 3.5-10: Biegezugfestigkeitsentwicklung bei Balken mit 150 mm Dicke aus gefaserten Ultra-Hochfesten Betonen M1Q und B3Q, WL-Wasserlagerung 20°C, 90°C – Warmbehandlung für 48h

Abbildung 3.5-11 zeigt den Verlauf der mittleren Spannungs-Maschinenweg-Beziehung von 3 Balken des Betons M1Q-90°C mit einem Probenalter von 28 Tagen.

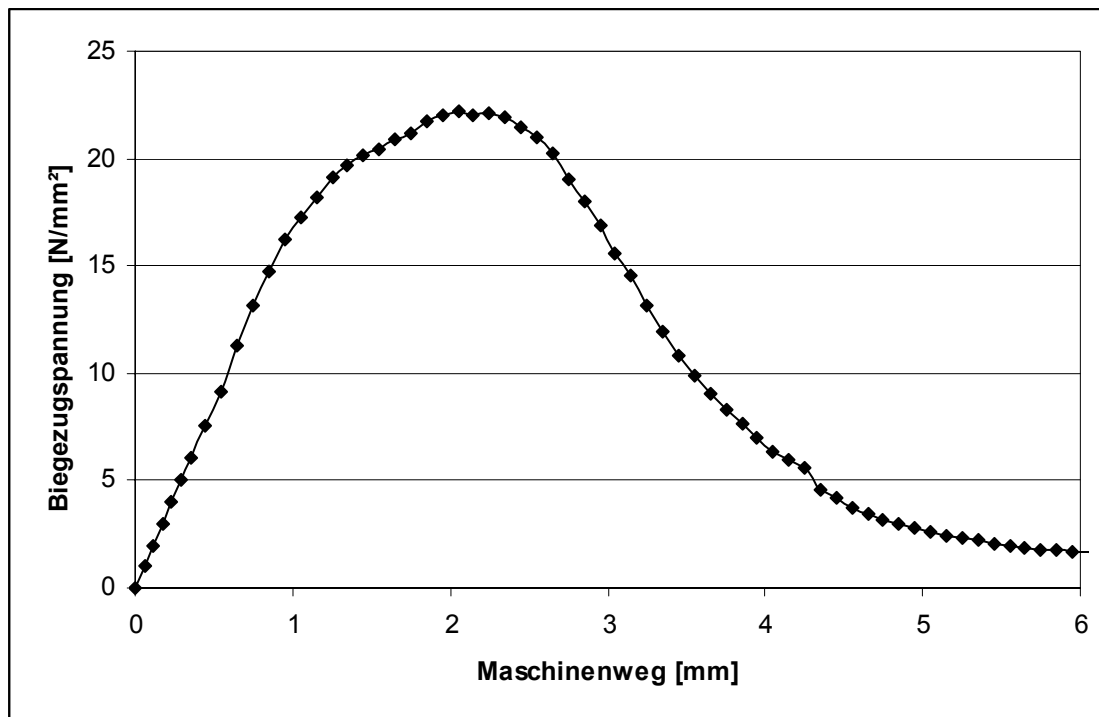


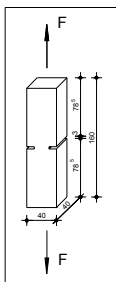
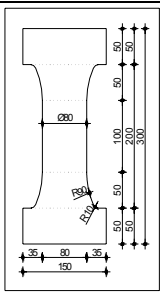

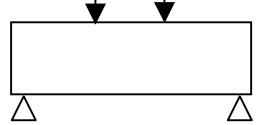
Abbildung 3.5-11: Mittelwert der Biegezugprüfung, Balken der Mischung M1Q – 90°C, Prüfalter 28 d.

Das Bild lässt erkennen, dass nach dem ersten Riss bei einem Maschinenweg von ca. 1mm die aufnehmbare Spannung weiter anstieg. Die Fasern waren überwiegend so orientiert, dass sie den Riss wirksam überbrücken konnten.

Probe	Mittelwert der Biegezugfestigkeit [N/mm²]	Mittelwert der Bruchenergie [N/m]
Prisma 6.1 - 6.6	35,7	18052
Prisma 7.1 – 7.6	36,3	19820
Balken M1Q - 90°	22,2	19892

Tabelle 3.5.11: Mittlere Bruchenergie  $G_{F,f}$  bestimmt an verschiedenartigen Prüfkörpern aus Beton der Mischung M1Q – 90°, d = 28 Tage

Vergleicht man die Biegezugfestigkeit der auf Biegezug geprüften Prismen und der Balken aus dem gleichen Beton M1Q mit 2,5 V.-% 9 mm langen Fasern, so ist – gleiche Herstellung und gleiche Festbetonrohddichte vorausgesetzt – ein deutlicher Einfluss der Balkengeometrie zu erkennen. Die Biegezugfestigkeit der Prismen war mit i. M. 35 N/mm² etwa 60 % größer als die der 150 mm hohen Balken. Hinsichtlich der ermittelten Bruchenergie konnte jedoch kein signifikanter Einfluss der Probekörpergeometrie festgestellt werden.

	Probenalter	Einaxialer Zug		Biegezug						
Probekörper				Prisma 160 * 40 * 40 	Balken 700 * 150 * 150 					
Beton		M1Q	B3Q	M1Q	M1Q		B3Q			
Nachbehandlung		90°C	90°C	90°C	WL	90°C	WL	90°C		
Betonierrichtung		liegend	stehend	liegend	liegend					
Bruchenergie $G_{F,10\%}$ [N/m]	7d	16757	12932	-						
	28d	14555		18052	-	19892	-	-		
	28d*	17014		19820						
Zugfestigkeit $f_{ct}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	7d	14,2	7,0	34,7	11,1	22,1	18,3	18,0		
	28d	13,3		35,7	13,3	22,2	20,4	17,9		
	56d	17,7		36,3	16,2	22,1	24,2	18,1		

\* Proben mit 25 Tagen Wärmebehandlung bei 90° C.

Tabelle 3.5-12: Gegenüberstellung der Zugfestigkeiten der Mischungen M1Q und B3Q mit Fasern bei verschiedenen Prüfkörpergeometrien

Der bei diesen Untersuchungen lediglich orientierend festgestellte Maßstabeinfluss muss durch weitere Untersuchungen geklärt werden, um charakteristische Stoffkenngrößen für die Bemessung von biegebeanspruchten Bauteilen aus UHPC zu ermitteln. Mit entsprechenden Untersuchungen wurde begonnen.

### 3.5.2. Lastabhängige Verformungen

#### 3.5.2.1. Kriechen

Die einaxiale Kriechverformung bei Druckbeanspruchung wurde an zylindrischen Prüfkörpern mit einem Durchmesser von 70 mm und einer Höhe von 140 mm untersucht, die im Alter von 7 Tagen aus 150 mm-Würfeln herausgebohrt und danach an den Stirnflächen planparallel abgeschliffen wurden. Die Prüfkörper wurden nach einem Tag ausgeschalt und nach dem Herausbohren bis zur Prüfung nach Abschnitt 3.2.5, Abbildung 3.2-1 gelagert.

Der Aufbau der Kriechversuchstände ist in Abbildung 3.5-12 dargestellt. Die Belastung wurde mit Luftdruck über eine Luftblase aus Gummi auf die untere Druckplatte aufgebracht. Die Verformung wurde im mittleren Drittel der Prüfkörper mit mechanischen Feinmessuhren mit einer Messgenauigkeit von 1/1000 mm gemessen. Der Messweg betrug 40 mm. Die Kriechversuchstände befanden sich im Raum mit einer Temperatur von  $20 \pm 2$  °C und konstant rd. 55 % rel. Feuchte. Die Prüfkörper konnten sich in Querrichtung unbehindert verformen.

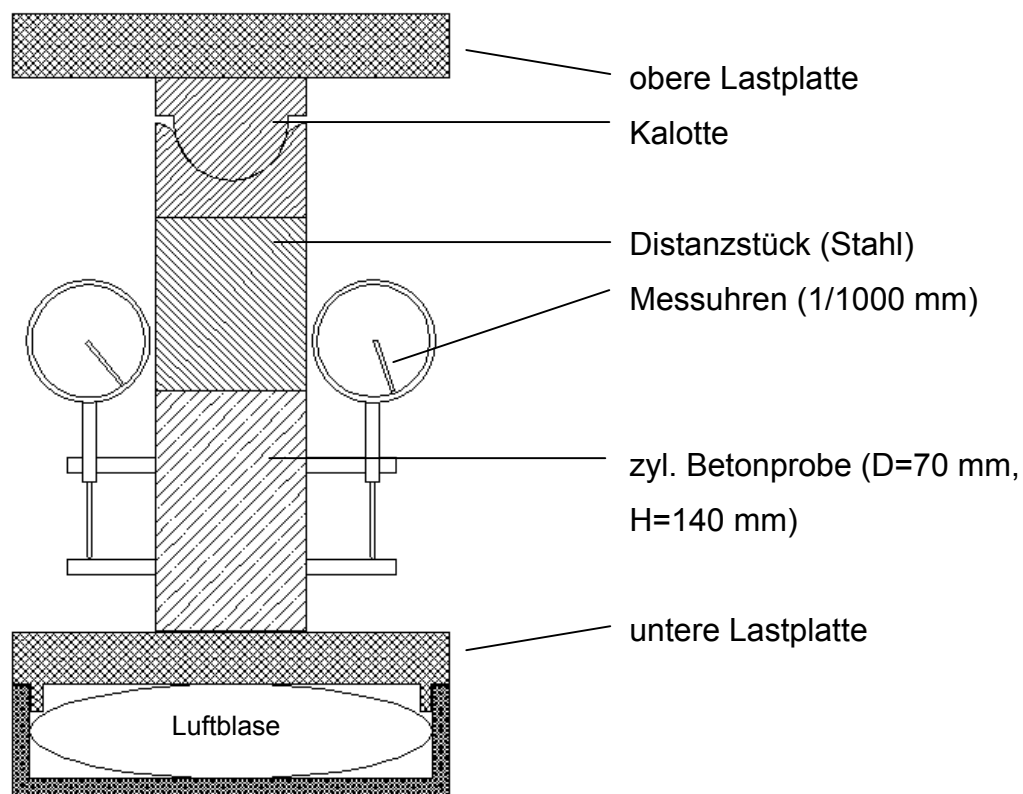


Abbildung 3.5-12: Aufbauschema der Kriechstände

Untersucht wurde das Kriechverhalten der Betone M1Q und B3Q jeweils mit 2,5 V.- % Stahlfasern. Bis zur Prüfung wurden diese Betone einmal unter Wasser gelagert und einmal bei 90°C wärmebehandelt. Für jeden Beton und jede Lagerung wurden jeweils zwei Prüfkörper beginnend in einem Alter von 28 Tagen untersucht. Die Prüfung erfolgte bei den wassergelagerten Prüfkörpern mit einer konstanten Spannung von 30 % der zuvor an jeweils einem Prüfkörper ermittelten Druckfestigkeit (rd. 43 N/mm<sup>2</sup>), die wärmebehandelten Prüfkörper wurden mit einer Druckspannung entsprechend 45 % (rd. 80 N/mm<sup>2</sup>) der Festigkeit belastet. Wassergelagerte Prüfkörper werden zudem noch mit 45 und 60 % der Bruchlast geprüft, wärmebehandelte Prüfkörper mit 30 und 60 %. Die Kriechverformungen

sind in Abbildung 3.5-13 dargestellt. Einzelwerte können der Tabelle 3.5-13 entnommen werden.

Belastungsalter [d]	M1Q Wasser [‰]	M1Q 90°C [‰]	B3Q Wasser [‰]	B3Q 90°C [‰]
0	0,650	1,650	0,731	1,506
1	0,671	1,785	0,786	1,588
5	0,734	1,840	0,824	1,638
15	0,732	1,869	0,910	1,694
30	0,682	1,919	0,988	1,750
45	0,650	1,913	0,998	1,781
60	0,642	1,950	1,028	1,788
90	-	1,963	1,081	1,800
$\Phi_{t90}$	-	0,189	0,470	0,195

Tabelle 3.5-13: Verformung in [‰] bei 30% und 45% der Bruchlast bei 20°C und 55% rel. Luftfeuchte

Alle Prüfkörper wurden insgesamt 90 Tage lang belastet. Wegen eines Schadens am Versuchsstand musste der Versuch am Feinkornbeton M1Q (Wasserlagerung) nach einer Belastungsdauer von 4 Tagen abgebrochen werden.

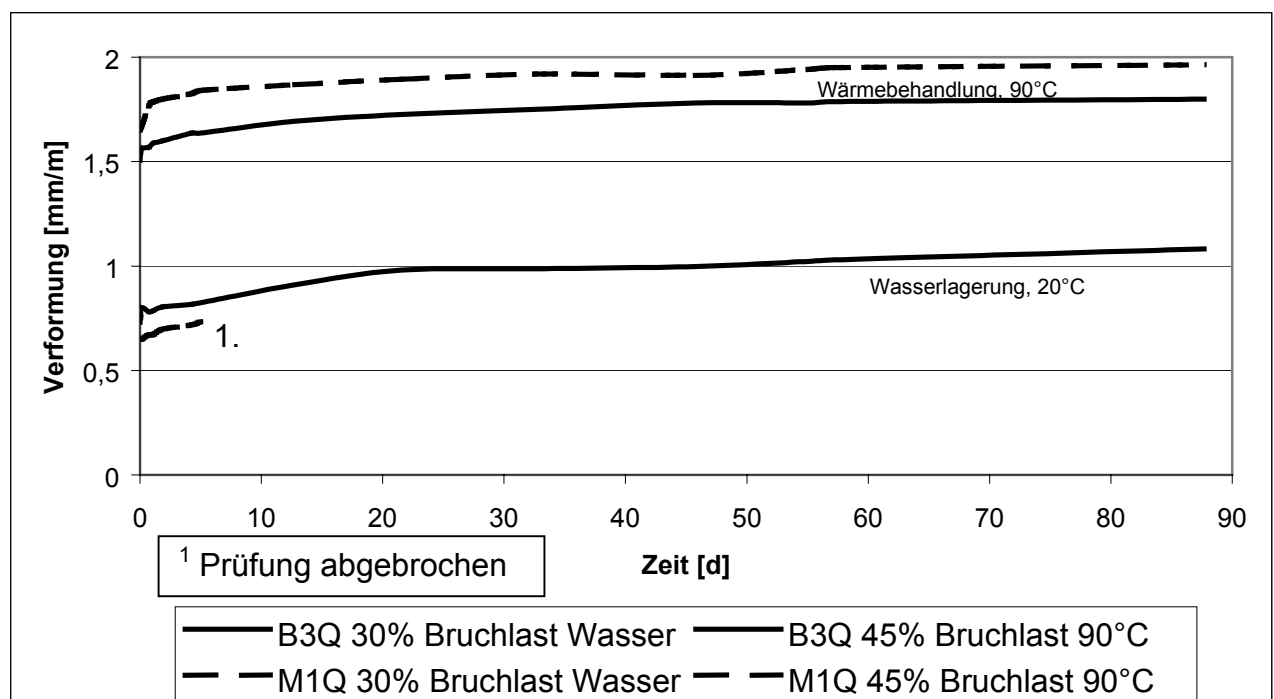


Abbildung 3.5-13: Schwindbereinigte Verformung bei 30% und 45% der Bruchlast bei 20°C und 55% rel. Luftfeuchte

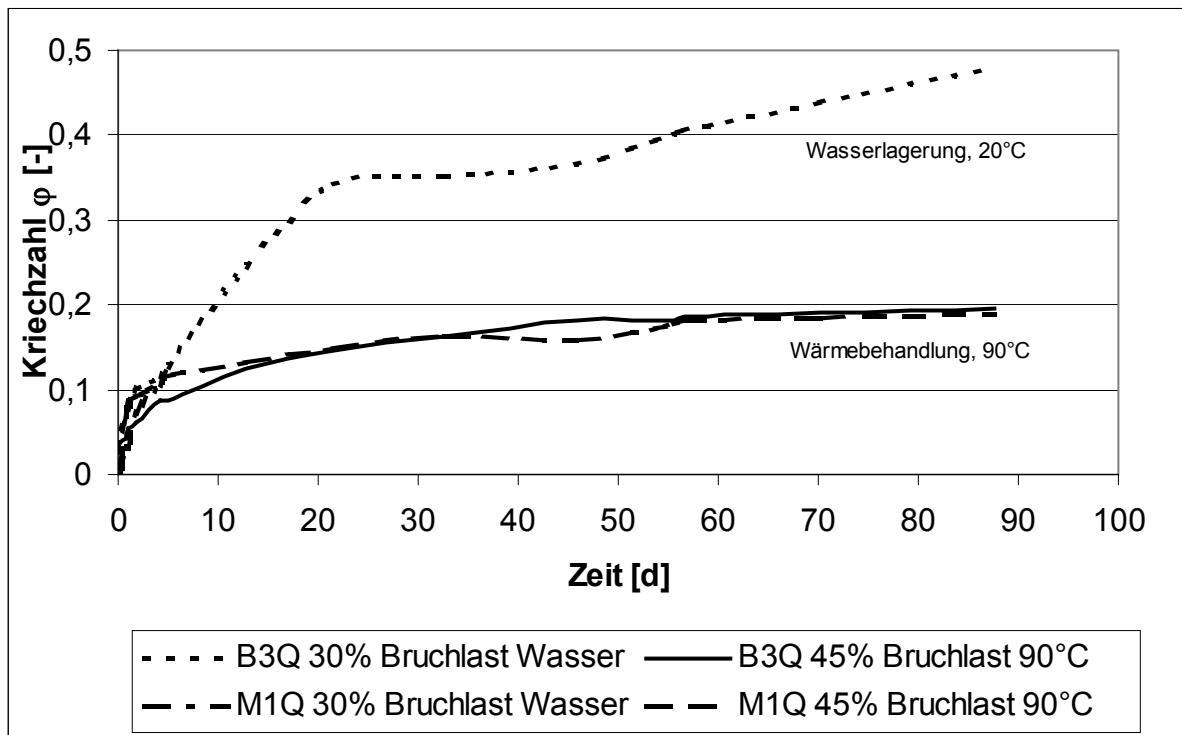


Abbildung 3.5-14: Entwicklung der Kriechzahlen

Die bezogene Kriechverformung des wärmebehandelten, mit 45 % der Bruchlast beanspruchten Feinkornbetons M1Q erreichte nach 90 Tagen rd. 0,5 ‰. Die Verformung des ebenfalls wärmebehandelten und gleich hoch belasteten Grobkornbetons B3Q war mit 0,3 ‰ nur geringfügig kleiner. Der Unterschied dürfte – wie bei Normalbeton – auf den niedrigeren Matrixanteil und den verformungsbehindernden Grobkornanteil zurückzuführen sein.

Die nach Formel 60 der DIN 1045-1 ermittelte Kriechzahl  $\varphi$  betrug für die wärmebehandelten Fein- wie Grobkornbetone nach 90 Tagen 0,2. Die wassergelagerten Prüfkörper des Grobkornbetons B3Q weisen eine Kriechzahl von 0,5 auf.

$$\varphi(t, t_0) = \varepsilon_{cc}(t, t_0) \cdot E_{c0} / \sigma_c \quad (\text{Formel 60, DIN 1045-1})$$

In [11] wird für die Bemessung von wärmebehandelten Ultrahochfesten Betonen eine Endkriechzahl von 0,2 und von wassergelagerten von 0,8 angegeben.

### **3.5.3. Lastunabhängige Verformungen**

#### **3.5.3.1. Autogenes Schwinden**

Die Verformung durch autogenes Schwinden wurde an vollständig versiegelten, zylindrischen Prüfkörpern mit einer Länge von 1500 mm und einem Durchmesser von 150 mm mit induktiven Wegaufnehmern mit einer Messgenauigkeit von 1/1000 mm bei einer Umgebungstemperatur von konstant  $20^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$  gemessen. Die Messlänge für die Wegaufnehmer betrug 1000 mm.

Abbildung 3.5-15 zeigt den Versuchsaufbau. Der Beton wurde in ein PVC-Rohr eingeführt und mit dem Innenrüttler verdichtet. Das Rohr wurde im Abstand von 250 mm von seinen Enden mit zwei ca. 50 mm langen Längsschlitzfenstern versehen, damit sich die Messaufnehmer frei bewegen konnten. Durch diese Öffnungen wurde vor dem Betonieren ein Gewindestab eingeführt und an seinen Enden die Messaufnehmer befestigt. Die gesamte innere Oberfläche wurde vor dem Betonieren mit Teflonspray eingesprüht, damit der Festbeton im Rohr reibungsarm gleiten konnte. An den Gewindestangen wurden zusätzlich jeweils ein „Paddel“ befestigt. Dadurch konnte bereits mit dem Ansteifen des Betons nach ca. 45-60 Minuten mit der Messung begonnen werden (Nullzeitpunkt). Bis der Frischbeton ausreichend fest war um die Messaufnehmer zu tragen, wurden die Gewindestangen mit Schrauben am Versuchsträger gehalten. Während des gesamten Messvorgangs standen die Prüfkörper aufrecht.



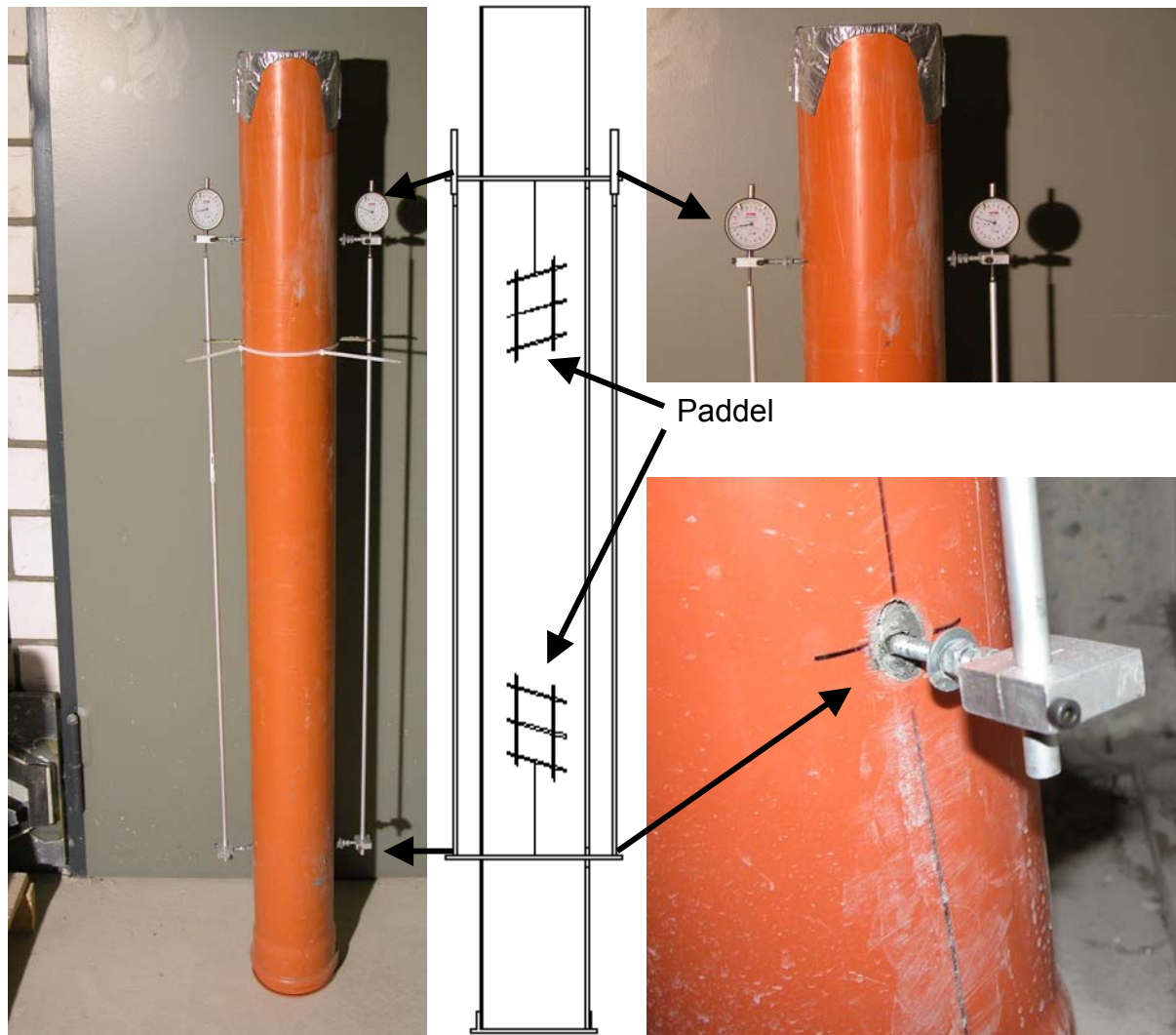


Abbildung 3.5-15: Versuchsaufbau zur Messung des autogenen Schwindens;  $H=1500\text{mm}$ ,  $D=150\text{mm}$ , Messweg= $1000\text{mm}$

Während der ersten 14 Tage wurde die Schwindverformung mit induktiven Wegaufnehmern, danach mit Feinmessuhren gemessen. Beide hatten eine Messgenauigkeit von  $1/1000\text{ mm}$ . Die Verformung wurde an jeweils zwei Prüfkörpern des Feinkornbetons M1Q mit und ohne Fasern und des Grobkornbetons B3Q mit Fasern ermittelt. Die Messungen an den Prüfkörpern des Betons B3Q ohne Fasern stehen noch aus.

Der weit überwiegende Anteil der insgesamt gemessenen Schwindverformung wurde – wie in Abbildung 3.5-16 dargestellt – mit  $0,38$  bis  $0,49\text{ mm/m}$  in den ersten 30 Stunden gemessen. Danach nahm sie innerhalb des Messzeitraums von 100 Stunden nur wenig zu, und zwar beim Grobkornbeton B3Q auf etwa  $0,44\text{ mm/m}$  und beim Feinkornbeton mit und ohne Fasern auf  $0,50$  bis  $0,56\text{ mm/m}$ .

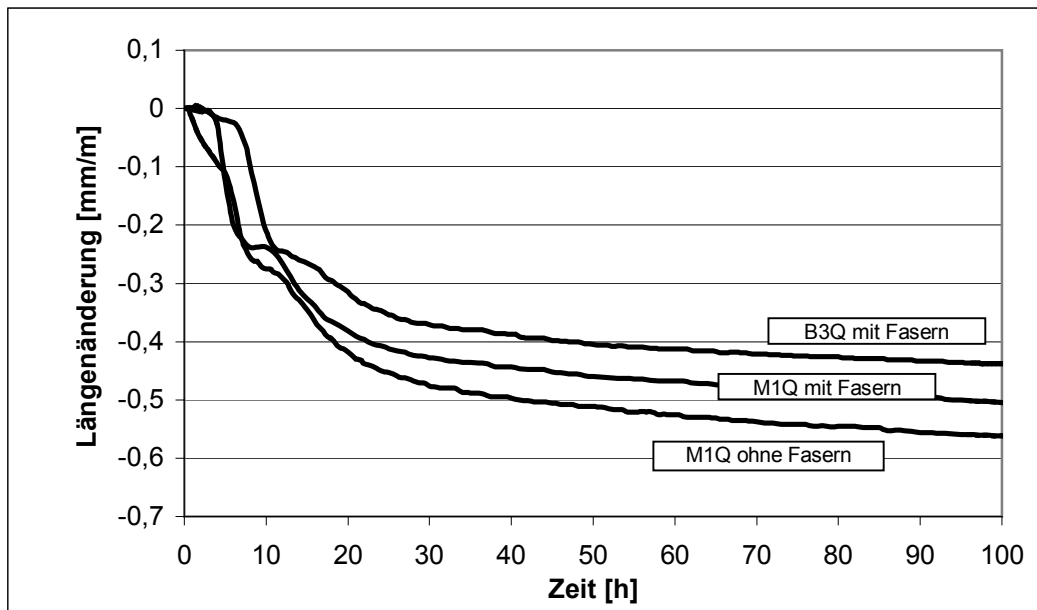


Abbildung 3.5-16: autogene Schwindverformung innerhalb der ersten 100 Stunden

Deutlicher wird der Einfluss der Betonzusammensetzung auf das autogene Schwinden bei Betrachtung des in Abbildung 3.5-17 dargestellten Langzeitschwindens. Nach rd. 62 Tagen war das Schwindmaß des gefaserten Grobkornbetons B3Q mit ca. 0,62 mm/m um rd. 33 % kleiner als das des gefaserten Feinkornbetons M1Q von rd. 0,82 mm/m.

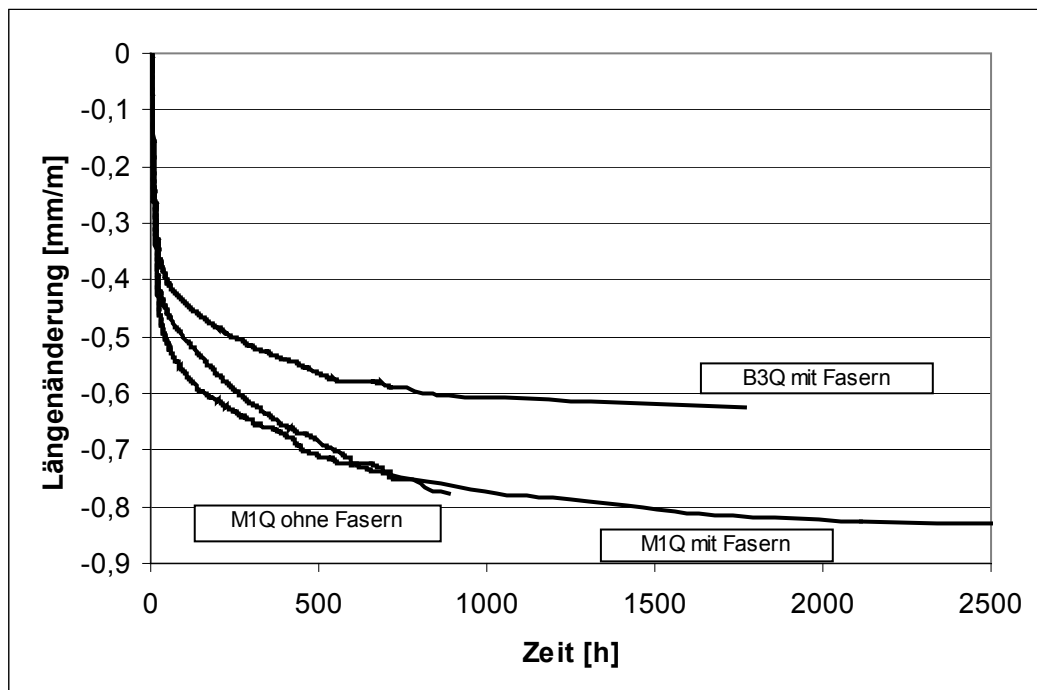


Abbildung 3.5-17: autogenes Schwindmaß von M1Q, mit/ohne Faserzusatz

Der Grobkornbeton B3Q wies somit aufgrund des deutlich niedrigeren Zementgehaltes, des kleineren Matrixvolumens und wegen der stützenden Wirkung des nicht schwindenden groben Basalkorns ein signifikant kleineres autogenes Schwindmaß auf als der zement- und feinststoffreichere Feinkornbeton M1Q. Die Fasern beeinflussen das autogene Schwinden höchstens anfänglich und dann auch nur in geringem Maße.

### 3.5.3.2. Trocknungsschwinden

Das Trocknungsschwinden wurde an zylindrischen Prüfkörpern mit einer Länge von 300 mm und einem Durchmesser von 150 mm hergestellt aus den gefaserten und ungefaserten Fein- (M1Q) und Grobkornbetonen (B3Q) gemessen. Der Versuchsaufbau kann Abbildung 3.5-18 entnommen werden.

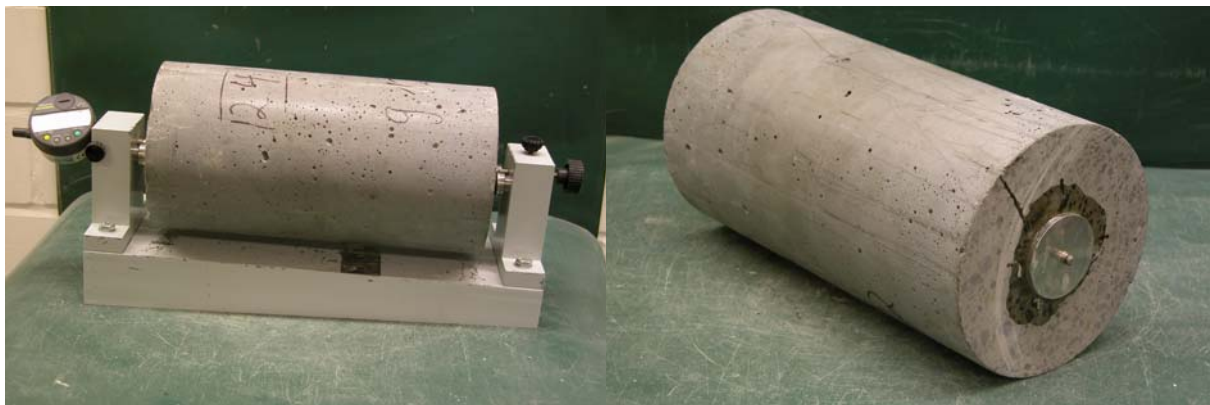


Abbildung 3.5-18: Messstand für Trocknungsschwinden, Probekörper mit aufgeklebter Messkappe

Eine Serie der Prüfkörper wurde bei 90°C wärmebehandelt (siehe Abbildung 3.2-1) und danach während des gesamten Versuchs im Normklima bei 20 °C und 55 % rel. Feuchte gelagert, eine weitere Serie nach dem Ausschalen immer im Normklima, siehe Abschnitt 3.2.5, gelagert. Auf die Stirnseiten der Prüfkörper wurden Metallscheiben mit Messpunkten aufgeklebt. Da der wärmebeständige Kleber zum Befestigen der Messkappen ca. 12 Stunden zum Aushärten benötigte, konnte nur an Festbetonproben und erst 48 Stunden nach der Betonherstellung mit der Messung begonnen werden. D.h. der in den Abbildungen 3.5-19 und 3.5-20 dargestellte Messbeginn entspricht einem Betonalter von 2 Tagen.

In den Abbildungen 3.5-19 und 3.5-20 sind die Längsverformungen der wärmebehandelten Proben beider Betone mit und ohne Fasern dargestellt. Die

größte Dehnung wurde erwartungsgemäß während der Wärmebehandlung erreicht. Sie lag bei allen Betonen zwischen rd. 0,65 und 0,80, i.M. bei rd. 0,70 mm/m. Während der Abkühlung kontrahierten die Prüfkörper bis unter den Ausgangswert. Die Temperatur und schwindbedingte maximale Gesamtverformung erreichte bei den Grobkornbetonen mit und ohne Fasern etwa 1,1 bis 1,2 mm/m, bei den Feinkornbetonen zwischen rd. 1,20 und 1,40 mm/m. Gegenüber dem Ausgangswert verkürzte sich der Feinkornbeton bis auf etwa 0,6 mm/m und damit rd. 50% mehr als der Beton B3Q mit grobem Zuschlag. Nach dem Abkühlen verformten sich die Prüfkörper praktisch nicht mehr. Dies bedeutet, dass das Bindemittel praktisch vollständig hydratisiert war und dass die Prüfkörper zudem vollständig ausgetrocknet waren. Der in Bild 3.5-20 erkennbare leichte tendenzielle Anstieg kann darauf zurückzuführen sein, dass sich die Feuchtigkeit der Betone wieder an die Umgebungsfeuchte angepasst hat.

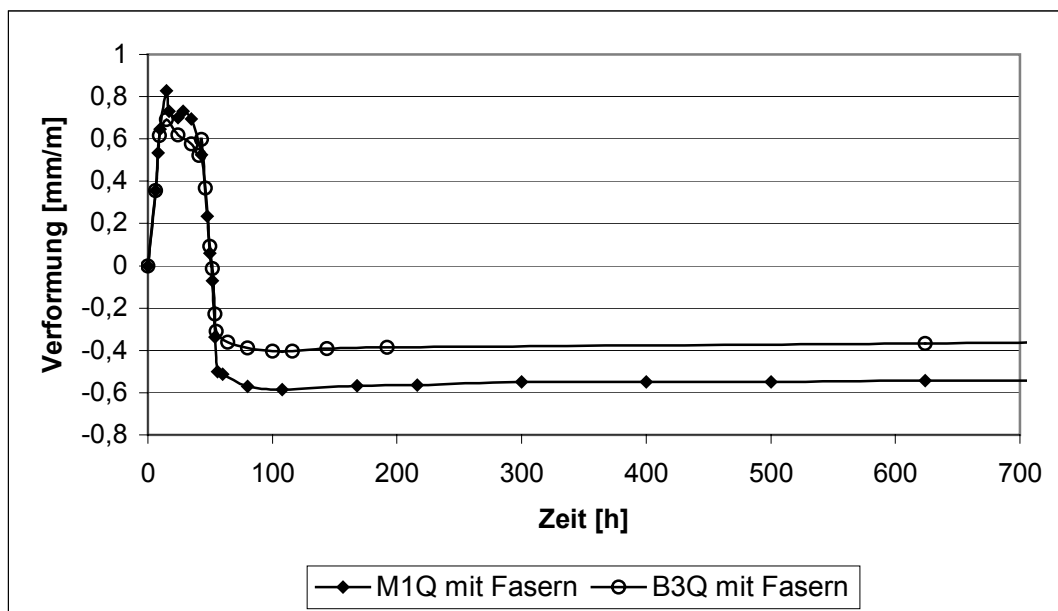


Abbildung 3.5-19: Vergleich der Gesamtschwindverformung der bei 90°C wärmebehandelten Betone mit 2,5 Vol.-% Stahlfasern

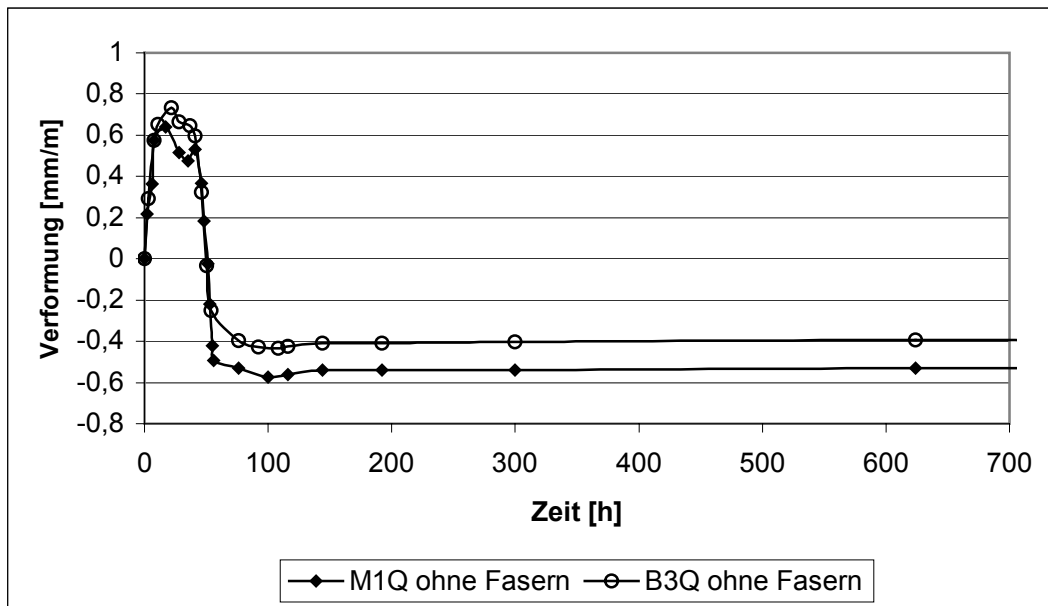


Abbildung 3.5-20: Vergleich der Gesamtschwindverformung der bei 90°C wärmebehandelten Betone ohne Stahlfasern

Die Abbildungen 3.5-21 und 3.5-22 zeigen die Schwindverformung der bisher ca. 250 Tage lang im Normklima bei 20°C und 65 % rel. Luftfeuchte gelagerten Betone. Während der Unterschied bei den Betonen mit Fasern relativ klein war, war die Schwindverformung bei dem Feinkornbeton M1Q ohne Fasern mit rd. 0,43 mm/m um etwa 0,08 mm/m größer als beim Beton B3Q mit grobem Korn. Die Fasern verringerten offenbar beim Feinkornbeton das Schwinden, wenn auch nur geringfügig von rd. 0,44 auf rd. 0,40 mm/m.

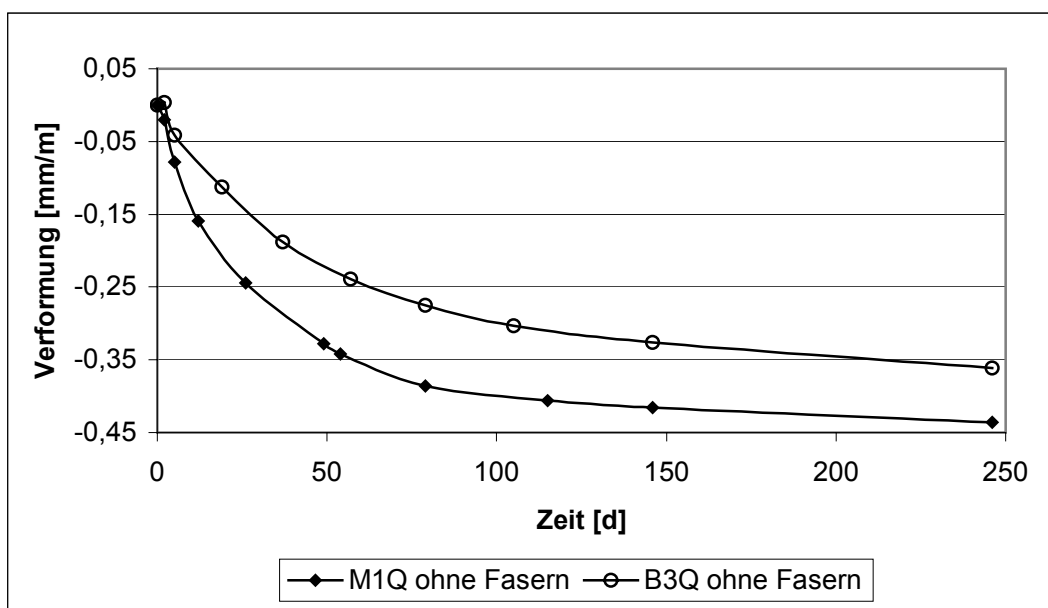


Abbildung 3.5-21: Vergleich der Gesamtschwindverformung der Betone ohne Stahlfasern, Lagerung im Normklima

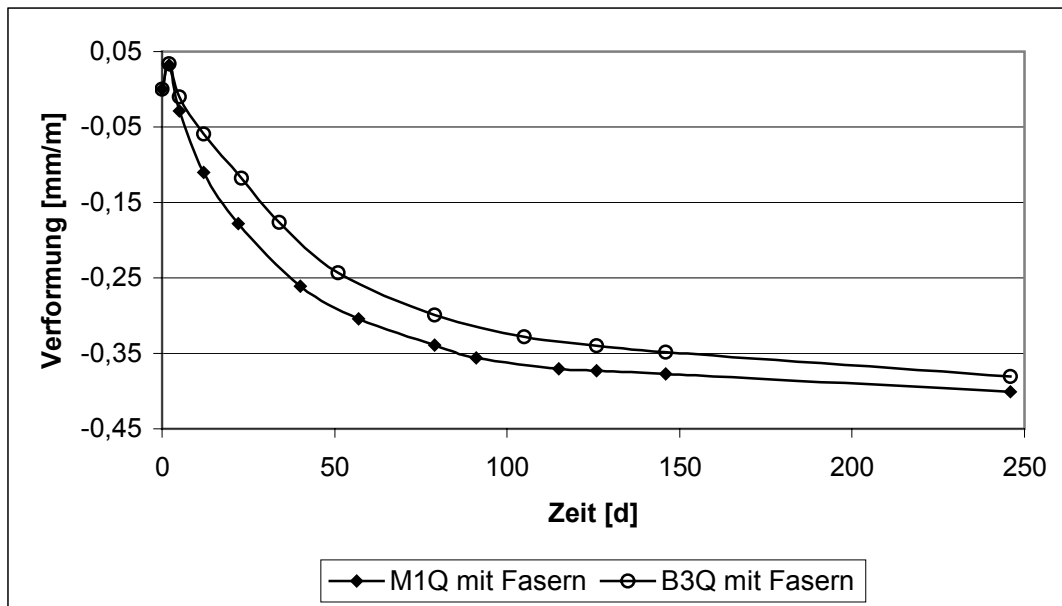


Abbildung 3.5-22: Vergleich der Gesamtschwindverformung der Betone mit 2,5 Vol.-% Stahlfasern, Lagerung im Normklima

### 3.5.4. Gefügeeigenschaften und Dichtheit

#### 3.5.4.1. Porositäten

Der Gesamtporenanteil und die Porenradienverteilung der Betone M1Q und B3Q wurden mit dem Quecksilberhochdruckporosimeter Autopore II 9220 der Firma Micromeritics gemessen. Die Porenradienverteilung der Ultra-Hochfesten Betone ist in Abbildung 3.5-23 im Vergleich zu einem Normalbeton C45/55 für hochbeanspruchte Außenbauteile und zu einem Hochleistungsbeton C105 mit einem Wasserzementwert von 0,33 einem Zementgehalt von 450 kg/m<sup>3</sup> und einer Gesteinskörnung A/B-16 dargestellt. Die Gesamtporosität des Normalbetons lag bei rd. 15 V.-%, die des im Feinstkorn nicht kornoptimierten Hochleistungsbetons C105 bei rd. 11 V.-% und die der beiden Ultra-Hochfesten Betone jeweils bei rd. 6 V.-%.

Für die Dauerhaftigkeit wesentlich ist der Anteil an Kapillarporen. Während der Normalbeton C45/50 und der Hochleistungsbeton C105 etwa 8 V.-% bzw. 6,7 V.-% Kapillarporen besaßen, betrug er bei den beiden bei 90°C wärmebehandelten UHPC M1Q und B3Q zwischen 1,5 und 1,8 V.-%. Die geringere Gesamtporosität und der niedrigere Kapillarporenanteil lassen vermuten, dass der Widerstand gegen das Eindringen von Gasen und Flüssigkeiten deutlich größer ist als bei Normalbeton und bei „üblichem“ Hochleistungsbeton nach DIN EN 206. Dieser Frage wurde im folgenden weiter nachgegangen.

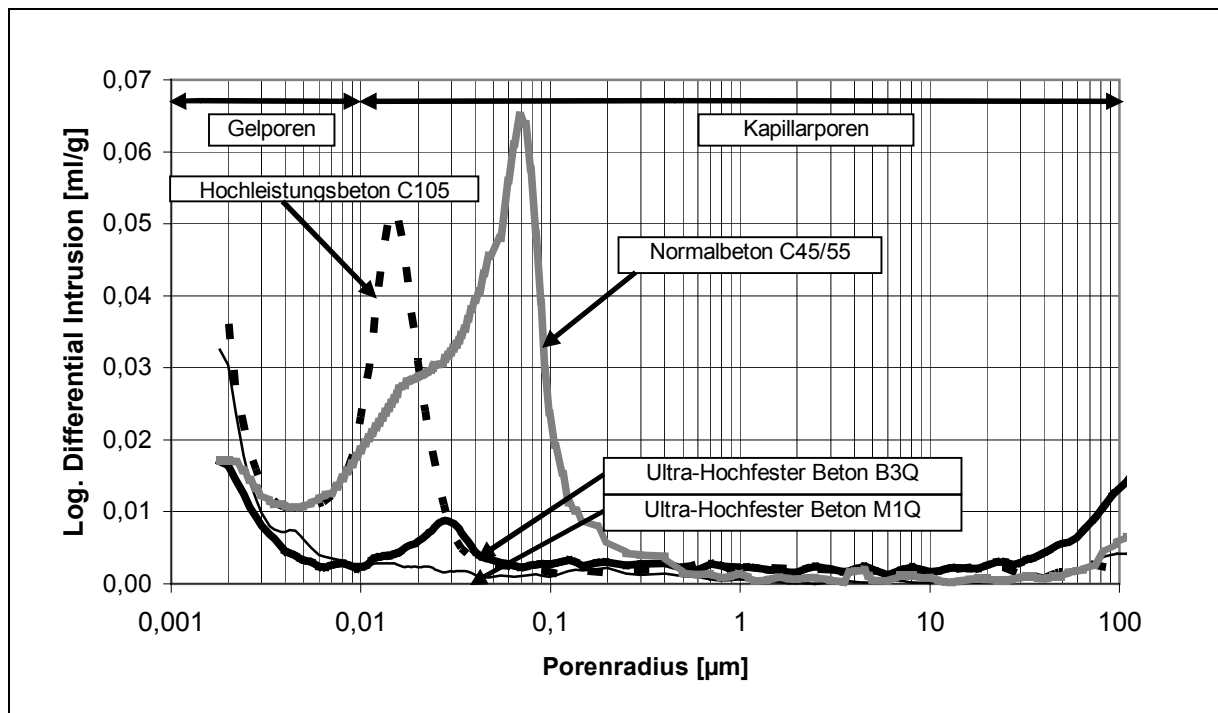


Abbildung 3.5-23: Vergleich der Porenradienverteilung von Normalbeton C45/55, HPC C105 und UHPC C200

#### 3.5.4.2. Chloriddiffusion

Der Chloriddiffusionswiderstand wurde mit einem Schnellmigrationstest in Anlehnung an [T1] bestimmt. Der experimentelle Aufbau ist Abbildung 3.5-24 zu entnehmen. Aus den zu untersuchenden Betonmischungen wurden im Alter von rd. 28 Tagen Scheiben mit einer Dicke von 3,5 cm hergestellt. Diese wurden mittig in einen Glasbehälter eingesetzt, so dass dieser in zwei Kammern unterteilt wurde. Die Flüssigkeit beider Kammern bestand aus einer 1,1 %igen KOH-Lösung; in einer Kammer wurde zusätzlich eine 3 %ige NaCl-Lösung eingestellt. Durch Aufbringen einer Gleichspannung von 40 V über einen Zeitraum von 6 Std. wurde die Diffusion der Chlor-Ionen beschleunigt. Die dabei übertragene Ladung wurde gemessen und ist in Tabelle 3.5-14 aufgelistet.

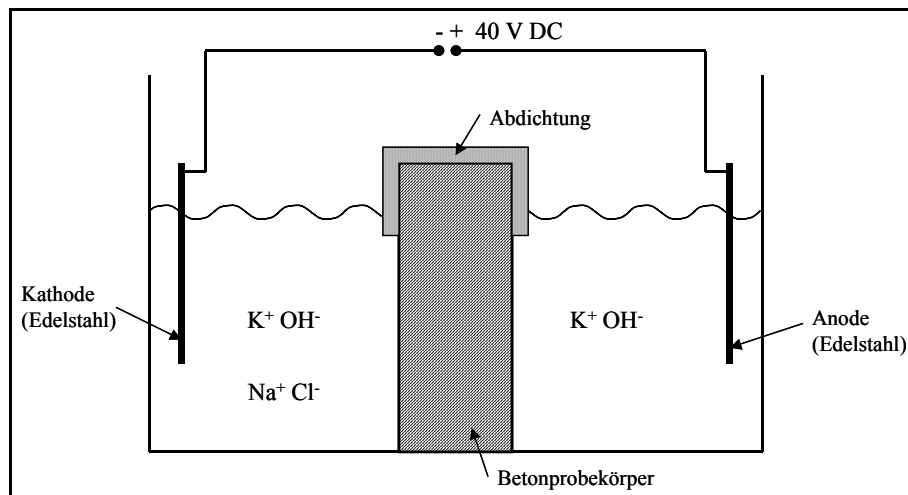


Abbildung 3.5-24: Schematischer Aufbau des Schnellmigrationstests

Die Eindringtiefe des Chlorids wurde durch Aufsprühen einer Fluoreszin und Silbernitratlösung an Bruchflächen der Prüfkörper ermittelt [C1]. Das aufgesprühte Silbernitrat reagiert mit den eingedrungenen Chlor-Ionen zu hellem Silberchlorid. Eine dunkle Färbung weist auf  $\text{Ag}_2\text{O}$  hin, welches durch Oxidation aus dem Silbernitrat hervorgegangen ist. Die Ergebnisse in Tabelle 3.5-14 zeigen einen Zusammenhang zwischen der übertragenen Ladungsmenge und den Eindringtiefen der Chlor-Ionen.

	Einheit	C1	C2	UHPC B3Q
Zementart		CEM I 42,5R	CEM I 42,5R	CEM I 52,5R HS-NA
Zement	[kg/m³]	360	360	580
Wasser	[l/m³]	180	180	162,5
w/z-Wert	[-]	0,50	0,50	0,28
Sand 0,125/0,5	[kg/m³]	-	-	354
Basalt 2/16	[kg/m³]	-	-	711
Zuschlag 0/2	[kg/m³]	740	740	-
Zuschlag 2/8	[kg/m³]	600	600	-
Zuschlag 8/16	[kg/m³]	470	470	-
Microsilica	[kg/m³]	-	-	177,0
Quarz I	[kg/m³]	-	-	325,0
Hydrophobierungsmittel	[kg/m³]	-	3,60	-
Übertragene Ladung	[As]	1736	216	21,6
Eindringtiefe	[cm]	2,3	0,9	< 0,1

Tabelle 3.5-14: Zusammensetzung und Eigenschaften Ultra-Hochfester Betone im Chloridwiderstandtest, Zusammensetzung von B3Q entspricht Tabelle 3.2-1



Der Normalbeton wies erwartungsgemäß mit 2,3 mm die höchste Eindringtiefe auf (C1). Wurde ein Hydrophobierungsmittel hinzugegeben, so verringerten sich die übertragene Ladungsmenge und die Eindringtiefe erheblich auf 0,9 cm (C2).

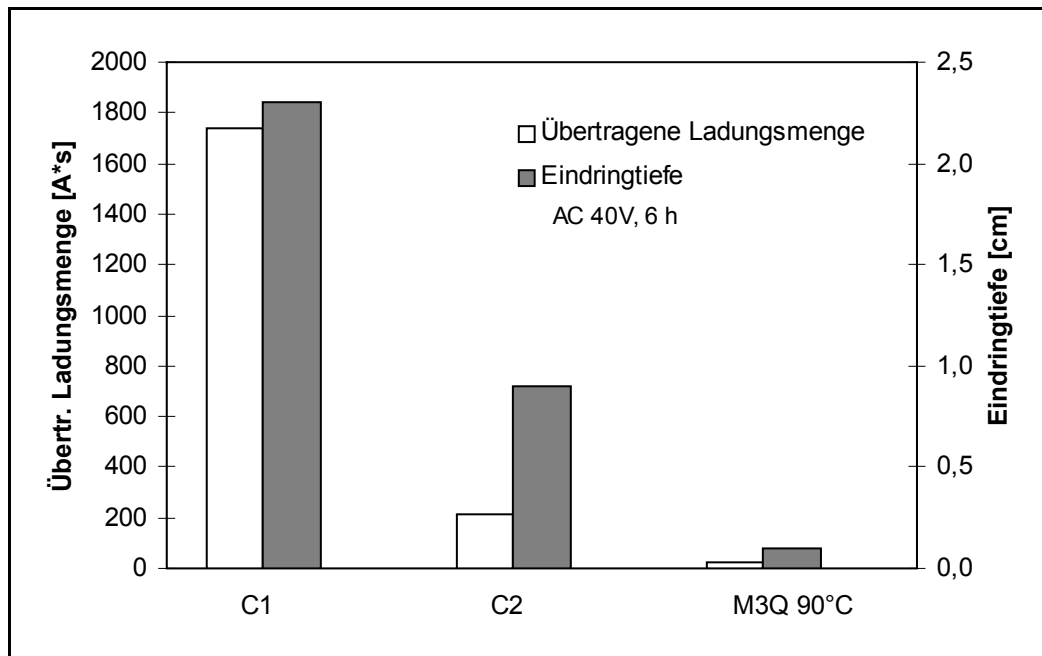


Abbildung 3.5-25: Übertragene Ladungsmenge und Eindringtiefe im Chloridwiderstandstest

Beim Ultra Hochfesten Grobkornbeton M3Q drangen die Chloridionen weniger als 0,1 cm in den Beton ein. Ebenso wies die übertragene Ladungsmenge darauf hin, dass diese Betonmischung einen besonders hohen Widerstand gegen Chloridangriffe besitzt.

Zum Zeitpunkt der Erstellung dieses Endberichtes wurden Schnellmigrationstests an wassergelagerten und bei 90°C wärmebehandelten Fein- (M1Q) und Grobkornbetonen (B3Q) durchgeführt. Abschließende Ergebnisse liegen noch nicht vor.

#### 3.5.4.3. Gaspermeabilität

Zur Prüfung der Permeabilität mit Gasdruck wurde die Permeabilitätsanlage mit der Produktbezeichnung Sommer S02000H verwendet. Sie besteht, wie in Abb. 3.5-26 dargestellt aus einer Gasflasche, Druckminderer mit Manometer und Konstanthaltung (Präzisions-Druckregler), einer Prü fzelle, in denen die Prüfkörper eingespannt und seitlich abgedichtet werden, und einem Blasen zähler. Der Blasen zähler besteht aus vier geeichten Glasrohren mit jeweils konstantem

Querschnitt, in denen die Steiggeschwindigkeit einer Seifenblase mit Hilfe einer Stoppuhr gemessen werden kann.



Abbildung 3.5-26: Prüfeinrichtung zur Ermittlung der Gaspermeabilität

Die Gaspermeabilität wurde an 5 cm dicken, naß gesägten Prüfkörperscheiben der unterschiedlich vorbehandelten Betone M1Q und B3Q mit einem Durchmesser von 15 cm mit dem inerten Gas Stickstoff im Betonalter von 28 Tagen gemessen. Die zuvor wassergelagerten Prüfkörper wurden im Alter von 21 Tagen dem Wasserbad entnommen und eine Woche bis zum Prüfbeginn bei 45°C getrocknet. Zum Vergleich wurde ein Beton der Festigkeitsklasse C35/45 der Expositionsklasse XF3 (ohne LP-Bildner) unter gleichen Bedingungen gelagert und geprüft. Die Betonrezeptur der Vergleichsmischung kann Tabelle 3.5-15 entnommen werden. Während für den Vergleichsbeton nach EN 206 die Durchflussmenge  $Q$  bei den äußeren Drücken 1,5 bis 3,5 bar bestimmt wurde, wurden für die sehr dichten Ultra Hochfesten Betone äußere Drücke von 3,0 bis 5,0 bar verwendet. Für jede Prüfung wurden jeweils drei Probekörper untersucht.

Mischung	C35/45-XF3
Zementgehalt [kg/m³]	320
CEM I 32,5 R	
w/z-Wert	0,50
Zuschlag Kies/Sand	A/B 16

Tabelle 3.5-15: Mischungszusammensetzung der Vergleichsbetone

Dieser Vergleichsbeton wurde auch bei der Prüfung der kapillaren Wasseraufnahme (Abschnitt 3.5.4.4) und der Wasseraufnahme nach Karsten (Abschnitt 3.5.4.5) verwendet.

Die Versuchsergebnisse (siehe Abbildung 3.5-27) lassen erkennen, dass die UHPC mit Werten von  $9,4 \cdot 10^{-19}$  bis  $7,7 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$  eine niedrigere Durchlässigkeit gegenüber dem Prüfgas aufwies, als der zum Vergleich geprüfte Normalbeton der Festigkeitsklasse C35/45 mit  $6,7 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$ . Vergleichbare Untersuchungen der Gaspermeabilität nach [H1] ergaben für einen Beton mit  $300 \text{ kg/m}^3$  Portlandzement CEM I 32,5, einem w/z-Wert von 0,6 und ähnlicher Lagerung der Proben einen spezifischen Permeabilitätskoeffizienten K von  $1,2 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$ .

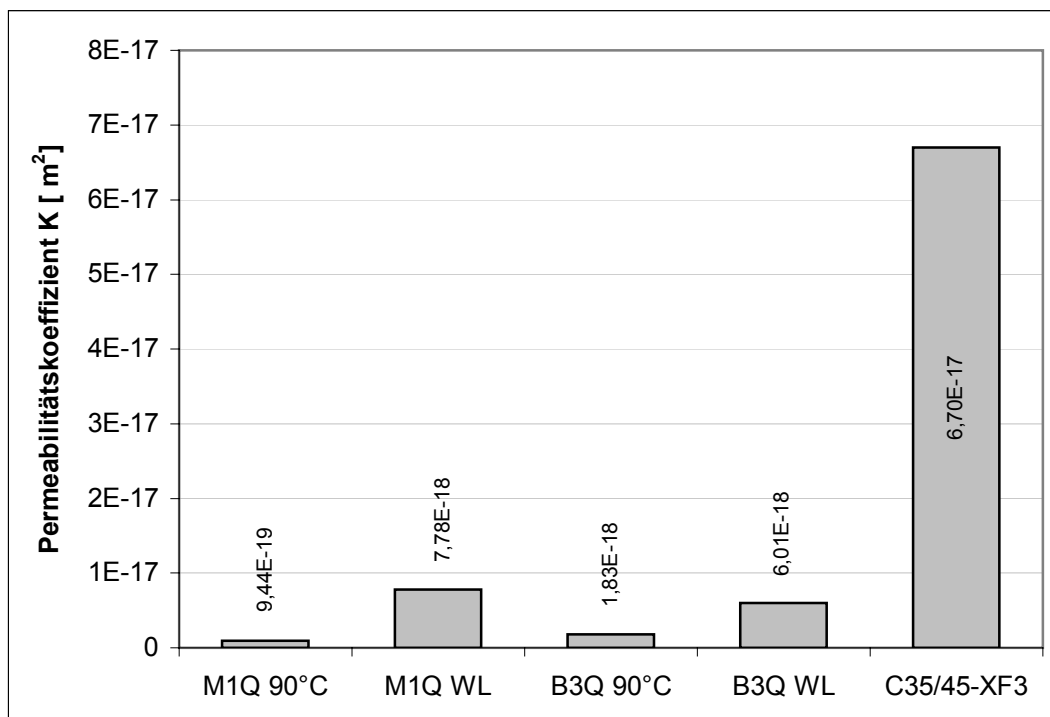


Abbildung 3.5-27: spezifische Permeabilitätskoeffizienten K der UHPC und der Vergleichsbetone

#### 3.5.4.4. Kapillare Wasseraufnahme

Die Kapillare Wasseraufnahme bei Atmosphärendruck wurde in Anlehnung an DIN 52617 an den Ultra-Hochfesten Betonen und an dem Vergleichsbeton nach Tabelle 3.5-15 im Alter von 28 Tagen bestimmt.

Insgesamt zeigte sich eine ähnliche Tendenz wie bei der Bestimmung des Gaspermeabilitätskoeffizienten in Abschnitt 3.5.4.3. Die Wasseraufnahmekoeffizienten der untersuchten Ultra-Hochfesten Betone erreichten nur etwa 5% der Werte des parallel untersuchten Normalbetons C35/45. Die Wasseraufnahmekoeffizienten der wärmebehandelten Betone waren mit 0,013 bis 0,015  $\text{kg}/(\text{m}^2 \cdot \text{h}^{0,5})$  noch etwas niedriger als die der wassergelagerten UHPC mit 0,026 bis 0,037  $\text{kg}/(\text{m}^2 \cdot \text{h}^{0,5})$ . Der Wasseraufnahmekoeffizient von Sandstein liegt im Vergleich dazu in der Regel bei 1 bis 2  $\text{kg}/(\text{m}^2 \cdot \text{h}^{0,5})$ .

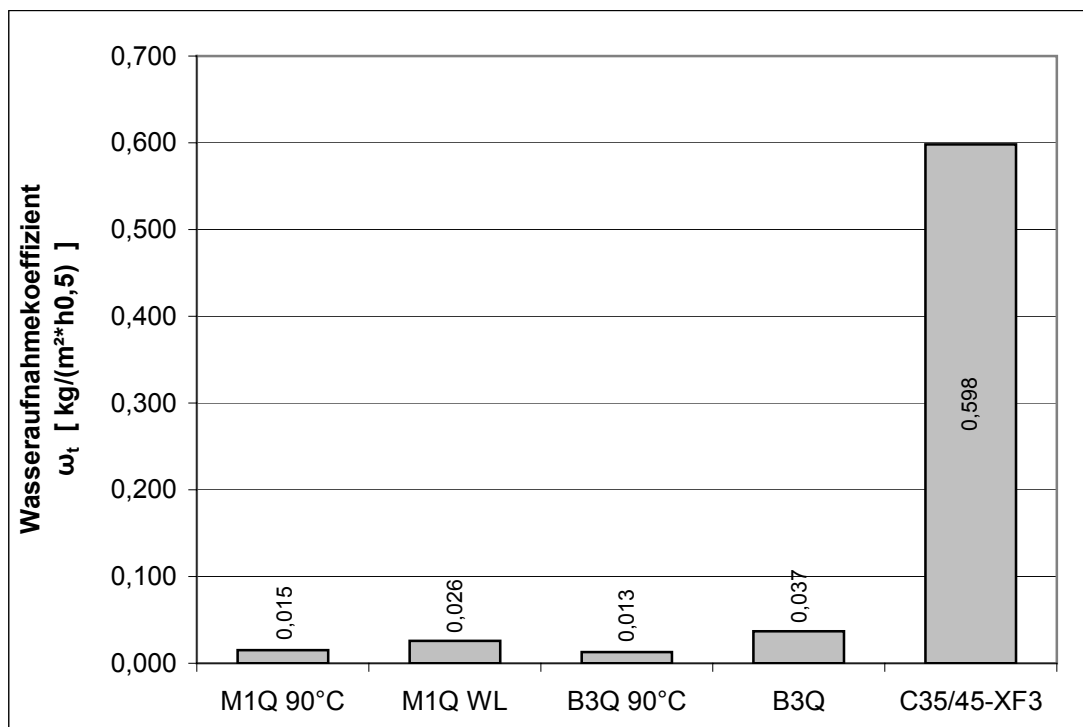


Abbildung 3.5-28: Wasseraufnahmekoeffizient

#### 3.5.4.5. Wassereindringprüfung nach Karsten

Bei dem von Karsten entwickelten Messverfahren [W1], wird eine Glasglocke mit Messzylinder-Ansatz auf die zu prüfende Fläche geklebt und bei einem Wasserdruck von 10 cm Wassersäule die je  $\text{cm}^2$  und Minute eindringende Wassermenge gestoppt. Damit wird in erster Linie geprüft, wie kapillaraktiv der jeweilige Beton ist. Der Prüfaufbau kann Abbildung 3.5-29 entnommen werden.

Die Lagerung der wassergelagerten Probekörper erfolgte wie in Abschnitt 3.5.4.4 beschrieben. 28 Tage nach Herstellung der Prüfkörper wird der Wassereindringprüfer mittels Silikon auf die Prüffläche (nach dem Ausschalen aufgeraute Schalfläche) wasserdicht aufgeklebt. Innerhalb der Glasglocke soll das Silikon eine kreisförmige Fläche von etwa 20 mm Durchmesser freilassen. Als Prüfmedium wird Leitungswasser verwendet und ca. 10 cm hoch eingefüllt. Dies bedeutet, dass auf die Prüffläche ein Druck von rd. 100 mm Wassersäule einwirkt.

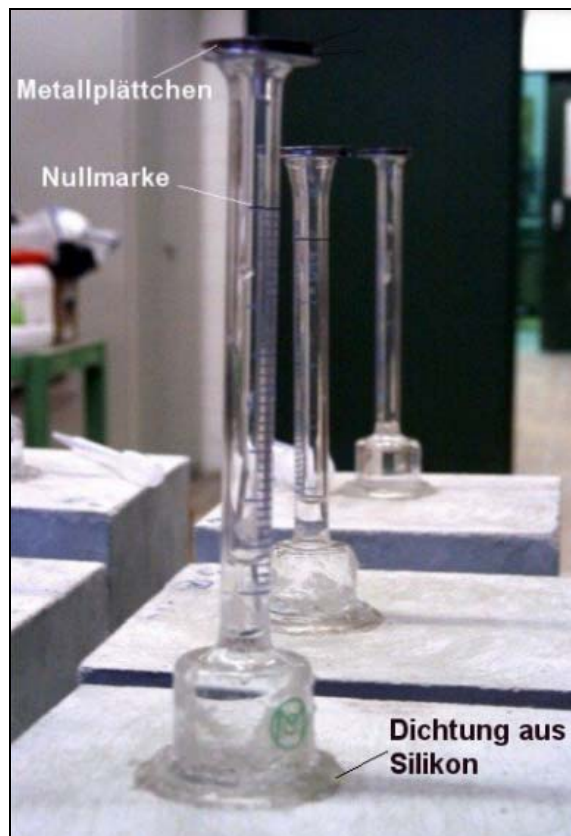


Abbildung 3.5-29: Versuchsaufbau der Wassereindringprüfung nach Karsten

Nach einer Einlaufzeit von 1 min beginnt die Messung, indem auf die Nullmarke aufgefüllt und in angemessenen Zeitabständen das Absinken des Wasserspiegels festgehalten wird. Es wurden für alle Prüfkörper einheitliche Messungen in den Zeitabständen von: 5, 10, 20, 30, 60 Minuten, 2, 3, 4, 5, 6, 24 Stunden durchgeführt.

Um den auf die Prüffläche einwirkenden Wasserdruck annähernd konstant zu halten, wird bis zur Nullmarke aufgefüllt, wenn 1 bis 2 ml Wasser vom Untergrund aufgesaugt wurden.

Die nachfolgend dargestellten Versuchsergebnisse sind Mittelwerte, die jeweils aus drei Einzelwerten bestimmt wurden. Als Prüfkörper dienten Würfel mit den Kantenlängen 150 x 150 x 150 mm.

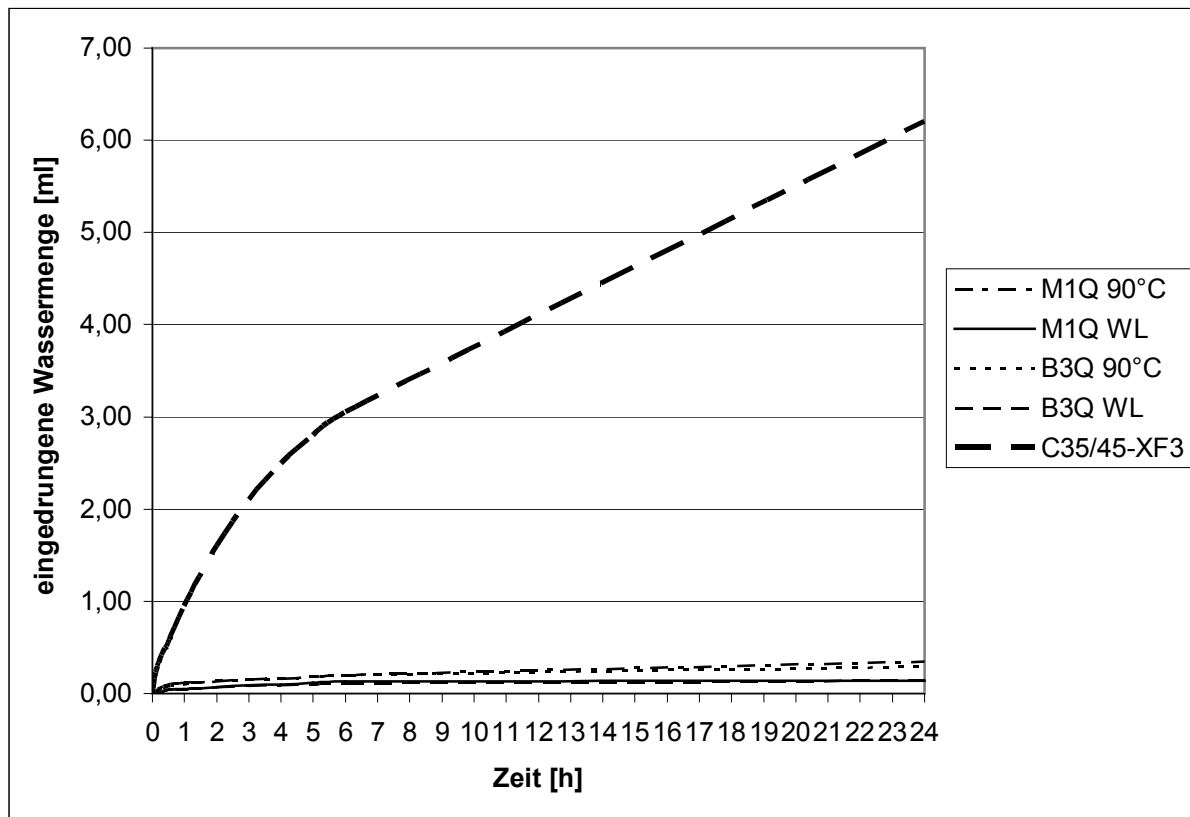


Abbildung 3.5-30: Wasseraufnahme bei Wassereindringprüfung nach Karsten

Abbildung 3.5-30 zeigt die innerhalb von 24 Stunden in den Beton eingedrungene Wassermenge. Die Wasseraufnahme der Ultra-Hochfesten Betone ist mit einer Gesamtwassermenge von ca. 0,40 ml im Vergleich zu den Referenzbetonen mit über 6,00 ml sehr gering. Die wärmebehandelten UHPC nehmen bei dieser Prüfung geringfügig mehr Wasser auf als die wassergelagerten und vor der Prüfung 6 Tage bei 45°C trocken gelagerten UHPC. Dieser Unterschied liegt aber im Bereich der Messgenauigkeit.

### **3.6. Ermüdungsverhalten**

Bei zahlreichen möglichen Anwendungen ist UHPC häufig wiederholten Schwell- oder Wechselbeanspruchungen ausgesetzt, wie z.B. bei Brücken, in Masten und in hochbelasteten Fahrbahnen. Für die stoffgerechte Bemessung und Konstruktion muss deshalb das Verhalten von UHPC unter Dauerschwingbeanspruchung bekannt sein. Im Schrifttum liegen derzeit nur Versuchsergebnisse zum Verhalten von Normalbeton und hochfestem Beton vor [D2]. Im Rahmen des Forschungsvorhabens wurden daher Dauerschwingversuche an Normzylindern aus Ultra-Hochfesten Betonen unter Druckschwellbelastung durchgeführt. Wichtige Parameter wie der Einfluss der Prüfkörper-Geometrie und des Feuchtezustandes, des Betonalters, der Lagerung und einer zusätzlichen Temperaturbeanspruchung konnten noch nicht untersucht werden; sie sind Bestandteil weiterführender Versuche, siehe Abschnitt 5 und 6.

#### **3.6.1. Versuchsprogramm**

##### **3.6.1.1. Versuchskörper**

Untersucht wurde das Verhalten des wärmebehandelten UHPC B3Q-90°C mit und ohne 2,5 V.-% 9 mm langer Stahlfasern an Prüfzylindern (h=300 mm, d=150 mm). Die Prüfkörper wurden bei 90 °C wärmebehandelt und anschließend bis zur Prüfung bei Normklima (etwa 20°C, 50 % rel. Feuchte) gelagert.

### 3.6.1.2. Versuchsdurchführung

Die Versuche wurden auf einer 6,3 MN Hydropulsanlage durchgeführt. Abbildung 3.6-1 zeigt den Versuchsaufbau. Vor Beginn der Dauerschwellversuche wurden jeweils 2 Probekörper einer Mischung statisch monoton mit Wegsteuerung in Anlehnung an DIN 1048 mit einer Verformungsgeschwindigkeit von 0,05 mm/sec bis zum Bruch geprüft. Anhand der so ermittelten Zylinderdruckfestigkeit  $f_c$  wurden die Oberspannung  $\sigma_0$  und die Unterspannung  $\sigma_u$  beziehungsweise die Schwingbreite  $\Delta\sigma = ( \sigma_0 - \sigma_u ) = 2 * \sigma_a$  (Differenz zwischen Ober- und Unterspannung) festgelegt.

Bei den Druck-Schwellversuchen wurde zunächst die Mittellast statisch aufgebracht und dann der Versuch mit einer definierten Lastamplitude kraftgesteuert gefahren (Ein-Stufen-Kollektiv) (siehe Abbildung 3.6-2). Die Belastungsfrequenz lag zwischen 3 Hz und 4 Hz. Die Abtastrate zur Messdatenerfassung betrug 50 Hz. Neben der Maschinenkraft und dem Maschinenweg wurden mit Hilfe von 4 Wegaufnehmern die Verformungen im Probekörper gemessen.

Diejenigen Probekörper, die  $2 * 10^6$  Lastspiele ohne Versagen überstanden hatten (Durchläufer), wurden anschließend weggesteuert mit einer Verformungsgeschwindigkeit von 0,05 mm/sec bis zum Bruch belastet.

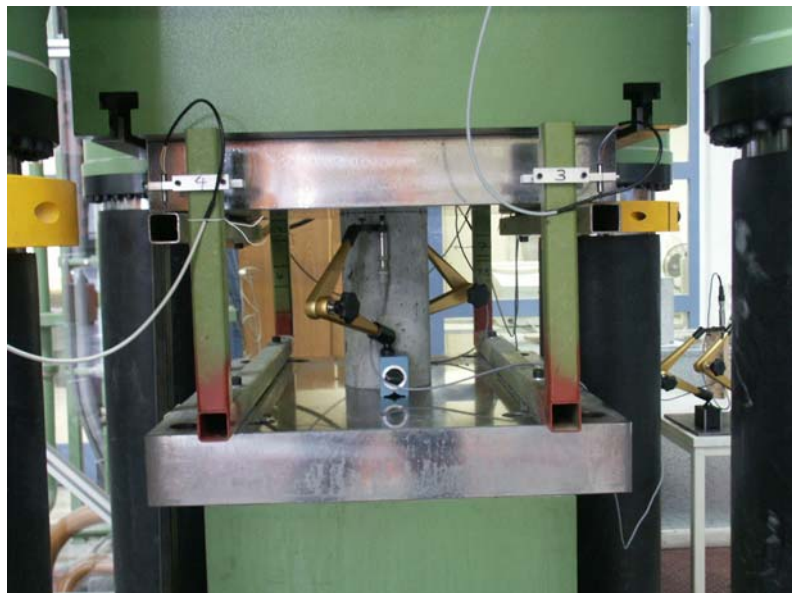


Abbildung 3.6-1: Versuchsaufbau Dauerschwingversuche in 6,3 MN Hydropulsanlage



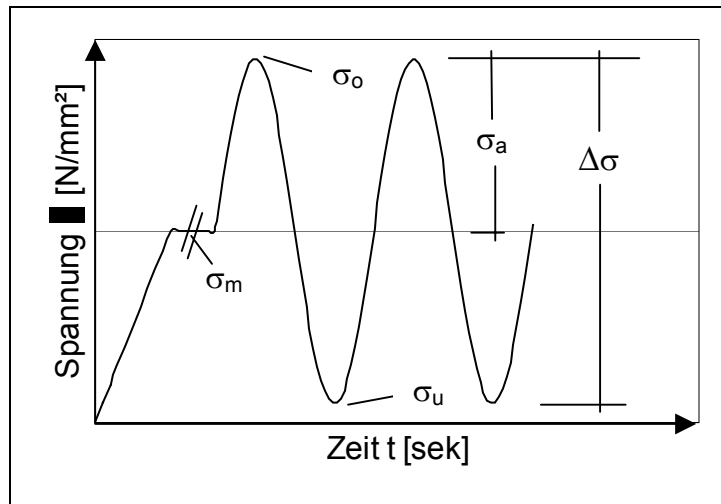


Abbildung 3.6-2: Definition der Spannungen

### 3.6.2. Versuchsergebnisse

#### 3.6.2.1. Dauerschwingversuche unter Druckschwellbelastung

Die Ergebnisse der bisher durchgeführten Dauerschwingversuche sind in Abbildung 3.6-3 dargestellt. Aufgetragen ist die auf die statische Zylinderdruckfestigkeit bezogene Schwingbreite (linear) über die Lastwechselzahl (in logarithmischer Darstellung). Es ist erkennbar, dass bei einer bezogenen Schwingbreite von ca. 0,45 und darunter kein Versuchskörper des hier untersuchten UHPC vor  $2 \cdot 10^6$  Lastwechseln versagte.

Die Ergebnisse der hier an UHPC durchgeführten Experimente lassen sich bei Darstellung mit bezogenen Schwingbreiten direkt mit den Ergebnissen für Normalbeton vergleichen. Weigler und Klausen geben in [W3] die Dauerschwingfestigkeit von Normalbeton für konstante Unterspannungen mit 50 % Überlebenswahrscheinlichkeit als Gerade bei halblogarithmischer Darstellung an. Diese lineare Regression ist in Abbildung 3.6-3 für eine konstante Unterspannung von  $0,05 \cdot f_c$  und  $0,20 \cdot f_c$  wiedergeben. Holmen [H3] hingegen hat für eine konstante Unterspannung von  $0,05 \cdot f_c$  eine nichtlineare Beziehung zwischen der bezogenen Schwingbreite und den Schwingspielen bei logarithmischer Darstellung festgestellt. Es sei angemerkt, dass sich die Dauerschwingfestigkeit nach Holmen für Normalbetone bei einer bezogenen Schwingbreite von  $0,55 \cdot f_c$  einstellt, während Weigler und Klausen dagegen die Dauerschwingfestigkeit für eine bezogene Schwingbreite von  $0,4 \cdot f_c$  angeben. Die Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse (Abbildung 3.6-3) zeigt, dass sich der hier untersuchte gefaserte UHPC bei Bezug auf bezogene Spannungen ähnlich wie Normalbeton verhält.

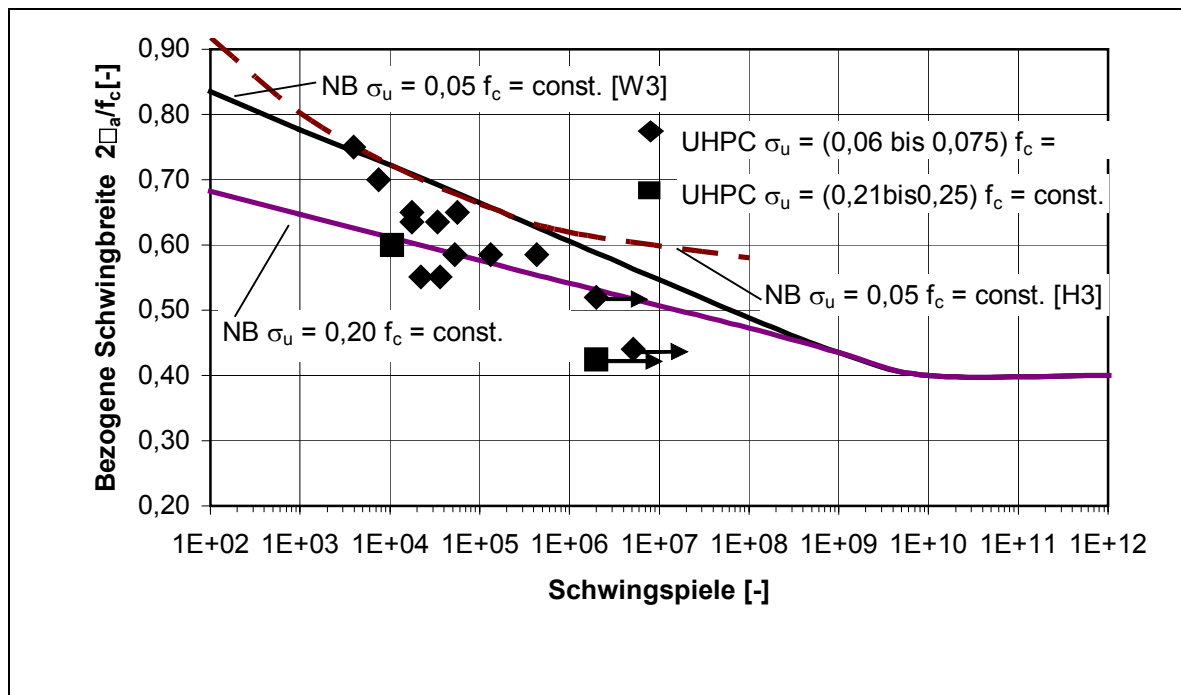


Abbildung 3.6-3: Wöhlerdiagramm UHPC B3Q (mit Fasern)

Von Dauerschwingversuchen bei Normalbeton [G2,G3,K1,W3] ist bekannt, dass sich das Ermüdungsversagen kurz vor Erreichen der maximalen Lastspielzahl durch einen überproportionalen Anstieg der Verformungen bei Oberspannung (siehe Bereich 3 in Abbildung 3.6-4) ankündigt. Dies konnte im Grundsatz auch bei den hier geprüften UHPC-Proben festgestellt werden, wie Abbildung 3.6-4 zeigt. Die Grenzen zwischen den drei dort markierten Bereichen sind durch die Wendepunkte der Kurve, der bei der Oberspannung gemessenen Stauchung definiert.

Bei den Probekörpern, die nach  $2 \cdot 10^6$  Lastwechseln noch nicht messbar geschädigt waren (Durchläufer), fiel die Steigung der Kurve immer noch ab. Bereich 3 in Abbildung 3.6-4 wurde hier also noch nicht erreicht. Anhand der begrenzten Zahl bisher durchgeführter Versuche kann jedoch noch nicht mit Sicherheit gesagt werden, ob man analog zu den Ergebnissen von Weigler [W3] bei UHPC generell erwarten kann, dass bei einer Schwingbreite von  $\Delta\sigma = 0,40 \cdot f_c$  die Dauerschwingfestigkeit vorliegt.

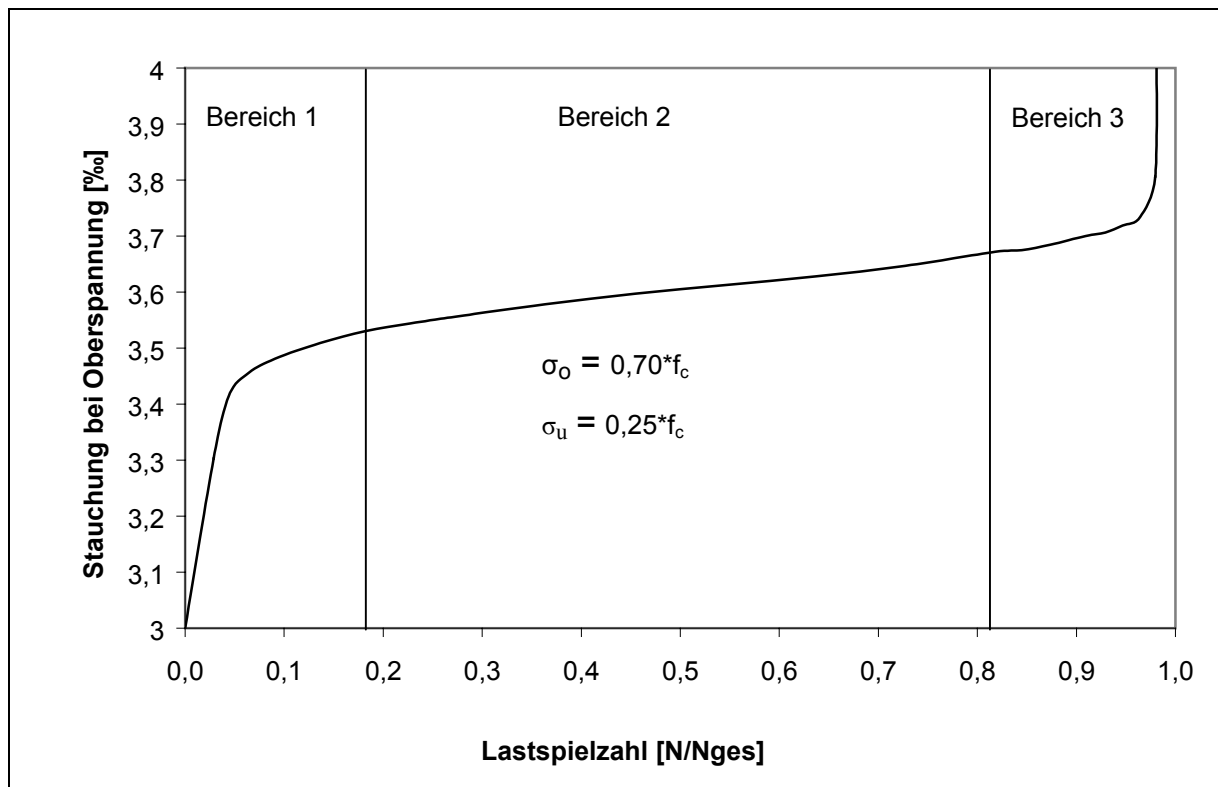


Abbildung 3.6-4: Stauchung in Abhängigkeit der Lastwechselzahl, Versuch 8

### 3.6.2.2. Tragverhalten nach $2 \cdot 10^6$ Lastwechsel

Die Prüfkörper nach Abbildung 3.6-3, die nach dem Erreichen von  $2 \cdot 10^6$  ( $5 \cdot 10^6$ ) Lastwechseln (Durchläufer) statisch bis zum Bruch belastet wurden, zeigten nur einen geringen Abfall in der Zylinderdruckfestigkeit  $f_c$  im Vergleich zu den im Kurzzeit-Druckversuch geprüften Referenzkörpern ohne vorige Dauerschwellbelastung. Die Spannungsdehnungslinie des in Abbildung 3.6-5 dargestellten Durchläufers ( $2 \cdot 10^6$  Lastwechsel) zeigt, dass bei einer Betonstauchung von  $12 \text{ ‰}$  noch eine Tragfähigkeit von 25 % der statischen Zylinderdruckfestigkeit  $f_c$  erreicht wurde. Ein ähnliches Verhalten wurde in [B3] auch bei Stahlfaserbetonen normaler Druckfestigkeit festgestellt.

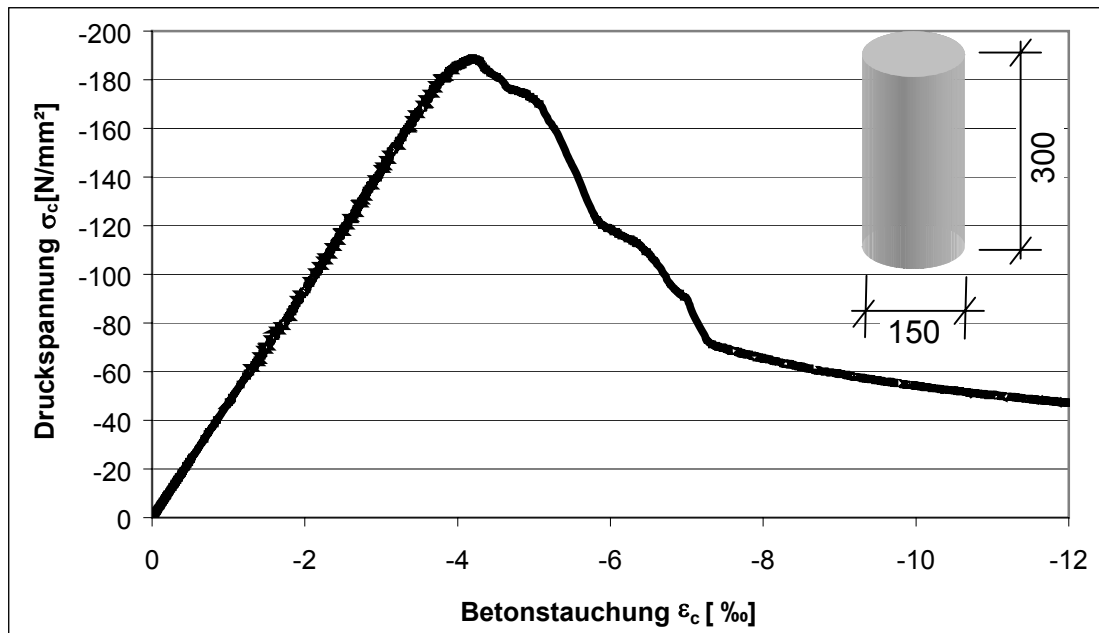


Abbildung 3.6-5: Spannungsdehnungslinie B3Q gefasert nach  $2 \cdot 10^6$  Lastwechsel mit  $\Delta\sigma = 0,45$ , Versuch 7

### 3.7. Dauerhaftigkeit

#### 3.7.1. Carbonatisierung

Der Carbonatisierungsfortschritt der Betone M1Q und B3Q wurde an Prüfzylindern (D=150 mm, H=300 mm) festgestellt, die zuvor zur Bestimmung der Druckfestigkeit geprüft wurden. Die Zylinder wurden entweder wie in Abbildung 3.2-1 nach einem Tag ausgeschalt, bei 90 °C wärmebehandelt und bis zur Nullmessung am 28. Tag im Normklima bei 20 °C und 65 % rel. Luftfeuchte gelagert oder bis zur Nullmessung im Alter von 28 Tagen unter Wasser bei 20 °C gelagert. Anschließend wurden die Proben – wie in Tabelle 3.7-1 dargestellt – entweder im Normklima bei 20 °C und 65 % rel. Luftfeuchte aufbewahrt (Lagerung A) oder sie lagerten ungeschützt im Freien und waren dort der Bewitterung ausgesetzt (Lagerung B). Mit der Lagerungsart B wurde später begonnen. Die Prüfzeitpunkte und die festgestellten Carbonatisierungstiefen in mm sind in Tabelle 3.7-1 zusammengestellt. In Abbildung 3.7-1 ist der Carbonatisierungsfortschritt der im Normklima gelagerten Prüfkörper (Lagerungsart A) dargestellt. Die Carbonatisierungstiefe wurde durch Einsprühen der Bruchflächen mit Phenolphthaleinlösung sichtbar gemacht.

Beton	Art der Prüfkörper	Lagerungsart	28 Tage	90 Tage	180 Tage	1 Jahr	2 Jahre	3 Jahre
M1Q	Wasserlagerung	A	0	0	0,4	-	-	-
		B	0	0	0,3	-	-	-
	90°C	A	0	0	0,4	0,7	1,3	1,7
		B	0	0	0,3	-	-	-
B3Q	Wasserlagerung	A	0	0	0,4	-	-	-
		B	0	0	0,3	-	-	-
	90°C	A	0	0	0,3	0,5	1,0	1,5
		B	0	0	0,3	-	-	-

Tabelle 3.7-1: Carbonatisierungstiefen, Angaben in [mm]

Abbildung 3.7-1 zeigt, dass bei den im Normklima gelagerten Proben auch in einem Betonalter von 90 Tagen die Randzone noch nicht carbonatisiert war. Auch nach 180 Tagen war die Carbonatisierungstiefe mit 0,3 bis 0,4 mm sehr klein. Nach 3 Jahren erreichte sie höchstens 1,7 mm. Die Messwerte stimmen größenordnungsmäßig mit der Carbonatisierungstiefe der im Außenbereich ungeschützt der Witterung

ausgelagerten Betonprüfkörpern überein, die nach 3 Jahren zwischen 1,5 und 2,5 mm lag. Die Carbonatisierungstiefe wird weiterhin im Abstand von rd. 1 Jahr gemessen.

Die auch nach 3 Jahren noch sehr kleine Carbonatisierungstiefe bestätigt die Vermutung, dass Ultra-Hochfester Beton wegen seines sehr dichten porenarmen Gefüges gegen eindringende Gase besonders widerstandsfähig ist.

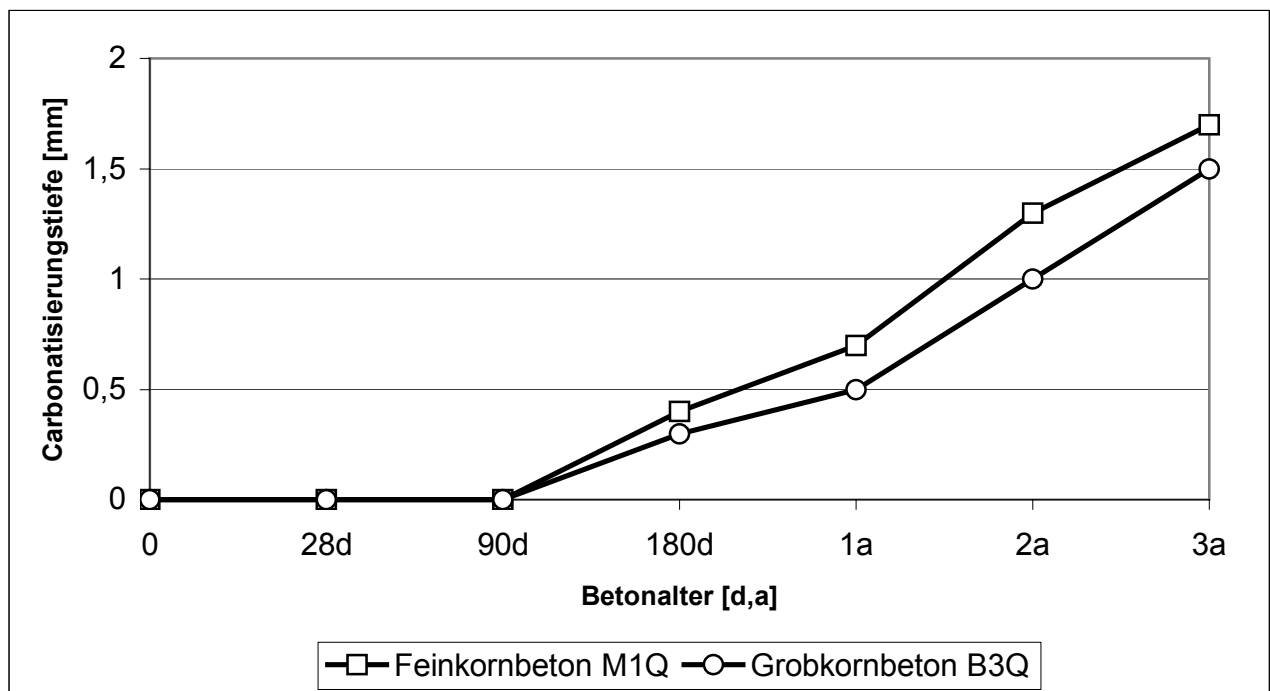


Abbildung 3.7-1: Carbonatisierungsfortschritt bei UHPC, Lagerung A im Normklima (20°C, 65 % rel. Luftfeuchte)

### 3.7.2. Widerstand gegen Sulfatangriff

In der Literatur wurde mehrfach vermutet, dass sich im Gefüge von wärmebehandeltem Hoch- und Ultra-Hochfestem Beton sekundäres Ettringit bilden kann, das in der sehr dichten, porenarmen Struktur dieser Betone bereits wesentlich früher zu stärkeren Treiberscheinungen und Rissen führen kann, als bei Normalbeton. In aller Regel wurde aus diesem Grund für UHPC Zement mit hohem Sulfatwiderstand verwendet, siehe Abschnitt 2. Diese für die Dauerhaftigkeit von UHPC besonders wichtige Frage wurde in einem in sich geschlossenen, umfangreichen Untersuchungsprogramm geklärt.

### 3.7.2.1. Betonzusammensetzung

Für die Untersuchungen wurde ein Feinbeton verwendet, der im wesentlichen wie der Beton M1Q nach Tabelle 3.2-1 zusammengesetzt war. Abweichend davon wurden zwei Portlandzemente der Festigkeitsklasse 42.5 R aus jeweils dem gleichen Werk B verwendet. Einer besaß einen  $C_3A$  Gehalt von 12 M.-%, der andere war praktisch  $C_3A$ -frei. Die wesentlichen Kenndaten der beiden Zemente sind in Tabelle 3.1-1 in Abschnitt 3.1.1 zusammengestellt.

Einzelkomponente	w/z 0,24	w/z 0,40	Einheit
CEM I 42,5R	733	664	kg/m <sup>3</sup>
Sand 0,125/0,5	1008	913	kg/m <sup>3</sup>
Microsilica	230	208	kg/m <sup>3</sup>
Drahtfasern (9/0,15mm)	0	0	kg/m <sup>3</sup>
Feinquarz Q I	183	165,8	kg/m <sup>3</sup>
FM 1	29,4	7,3	kg/m <sup>3</sup>
Wasser	161	262	kg/m <sup>3</sup>
w/z (w/b)	0,24 (0,19)	0,40 (0,26)	-
Rohdichte <sub>28d</sub>	2,14	2,28	kg/dm <sup>3</sup>
A <sub>10</sub> (DIN 18555-2)	18,5	18,5	cm
Druckfestigkeit			
1 Tag	58,0	51,0	N/mm <sup>2</sup>
7 Tage	105,0	77,0	N/mm <sup>2</sup>
28 Tage	123,0	103,0	N/mm <sup>2</sup>

Tabelle 3.7-2: Mischungszusammensetzung, Frisch- und Festbetonkenndaten

Um den Einfluss der Kapillarporosität auf die Folgen einer sekundären Ettringitbildung festzustellen, wurden zusätzlich – ebenfalls mit beiden Zementen - Betone mit einem Wasser-Zementwert von 0.40 verwendet. Ihre Zusammensetzung und die wesentlichen Frisch- und Festbeton-Kennwerte sind in Tabelle 3.7-2 wiedergegeben. Festzuhalten ist, dass auch diese Betone wegen des höheren, kornoptimierten Feinststoffgehaltes der Matrix (Wasser/Feinststoffwert 0.26) ein

deutlich dichteres Gefüge besaßen als üblicher Normalbeton bei gleichem w/z-Wert. Dies spiegelt sich auch in seiner vergleichsweise niedrigen Porosität wieder, siehe Abbildung 3.7-9.

Geprüft wurden Prismen 160 x 40 x 40 mm. Von jedem Beton wurde – wie in Tabelle 3.7-3 zusammengestellt - je eine Prüfkörperserie bis zum Beginn der Prüfung im Alter von 7 Tagen unter Wasser gelagert (M1Q-S-WL). Die Prüfkörper einer weiteren Serie wurden ohne Vorlagerung direkt nach dem Ausschalen 48 h lang bei 90°C und rel. Luftfeuchtigkeit von rd. 5 % r.F. im Trockenschrank wärmebehandelt und anschließend im Normklima bei 20°C und 65% r.F. gelagert (M1Q-S-90). Eine Dritte Serie wurde in Anlehnung an die Erfahrungen mit einer ungünstigen, schadensfördernden Wärmebehandlung von Normalbeton unmittelbar nach dem Herstellen in der feuchtigkeitsisolierten Form 24 h lang bei 70°C und 100 % rel. Feuchte wärmebehandelt, danach entformt und anschließend ebenfalls im Normklima aufbewahrt (M1Q-S-70). Damit sollte der diffusionskontrollierenden Primärettringitbildung entgegengewirkt werden, um der schadensfördernden Sekundärettringitbildung ein hohes Maß an C<sub>3</sub>A zur Verfügung zu stellen.

Mischung	M1Q-S-WL	M1Q-S-90	M1Q-S-70	M1Q-S-WL	M1Q-S-90	M1Q-S-70	M1Q-S-S	M1Q-S-V
Zement C <sub>3</sub> A-Gehalt	12 M.-%	12 M.-%	12 M.-%	12 M.-%	12 M.-%	12 M.-%	12 M.-%	12 M.-%
w/z-Wert	0,24	0,24	0,24	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
Vorlagerung	WL	2d 90°C	24h 70°C	WL	2d 90°C	24h 70°C	WL	WL
Besonderheiten	-	-	-	-	-	-	doppelter Sulfat- gehalt	Temperatur- schock
Vorschädigungs- grad	kein Schaden	kein Schaden	kein Schaden	kein Schaden	kein Schaden	kein Schaden	kein Schaden	Mikrorisse an der Oberfläche
Rel. E-Modul nach 9 Zyklen	keine Änderung	keine Änderung	keine Änderung	keine Änderung	keine Änderung	keine Änderung	keine Änderung	keine Änderung

Tabelle 3.7-3: Prüfablauf für UHPC-Proben mit w/z = 0,24 und 0,40

Für eine weitere Untersuchungsreihe wurden Prüfkörper des wassergelagerten kapillarporenen Betons (w/z-Wert 0.40) mit dem C<sub>3</sub>A-reichen Zement im Alter von 7 Tagen aus dem Wasserbad entnommen, ca. 12 h bei 20°C an Luft gelagert und dann innerhalb von 30 Minuten 6 mal schockartig von 20°C auf –192°C abgekühlt. Dadurch entstanden im Beton – wie an Aufnahmen mit dem



Rasterelektronenmikroskop festgestellt wurde – gitternetzartige mikrofeine Risse mit einer Rissöffnungsweite von bis zu 50 µm.

Um den Einfluss des löslichen Sulfats im Zement auf die Bildung von Sekundärettringit zu prüfen, wurde in einer weiteren Versuchsreihe der gleichen Betonmischung bezogen auf den Zement zusätzlich ca. 5,1 M.% gemahlenes  $\alpha$ -Halbhydrat ( $\text{CaSO}_4 \times 0,5\text{H}_2\text{O}$ ) als Pulver mit einem mittleren Korndurchmesser von ca. 41,0 µm zugegeben.

### **3.7.2.2. Lagerung während der Prüfung**

Nach der 7-tägigen Vorlagerung wurden und werden alle Prüfkörper in Anlehnung an DIN EN 1367-2 abwechselnd 2 Tage lang bei 20°C in einer nicht gesättigten Sulfatlösung (16.1 g Sulfat je 100 ml) und anschließend 3 Tage an Luft bei 20°C und 65 % r.F. gelagert. Dadurch soll erreicht werden, dass gelöstes Natriumsulfat in die Poren des Betons eindringt, dort auskristallisiert und sich so im Beton anreichert. Die Wechsellagerung soll insgesamt 2 Jahre dauern. Zum Zeitpunkt der Berichterstattung waren die Proben 90 Tage alt und hatten 16 Wechsel durchlaufen. Die zu diesem Zeitpunkt getroffenen Feststellungen sind nachfolgend zusammengestellt.

### **3.7.2.3. Bewertungskriterien**

Um den Zustand der Prüfkörper zu bewerten, wurden bisher im Alter von 1,7,14,28, 56 und 90 Tagen geprüft

- der äußere Zustand nach Augenschein
- die Druck- und die Biegezugfestigkeit in Anlehnung an EN 196,
- der dynamische Elastizitätsmodul mit einem Ultraschallgerät der Firma Steinkamp, Modell BP 7 sowie

die Gesamtporosität und die Porenradienverteilung ausgewählter Betonmischungen mit der Quecksilberhochdruckporosimetrie.

#### **3.7.2.4. Versuchsergebnisse**

Nachfolgend wird über die Untersuchungen an den Betonen berichtet, die mit dem C<sub>3</sub>A-reichen Portlandzement nach Tabelle 3.1-1 hergestellt wurden, weil hier – wenn überhaupt – am ehesten mit einem Sulfatreiben zu rechnen war.

#### **3.7.2.5. Druck- und Biegezugfestigkeit**

Erwartungsgemäß waren die Druck- und die Biegezugfestigkeiten der wassergelagerten und der wärmebehandelten Prismen des gleichen Betons ebenso unterschiedlich wie die der Betone mit unterschiedlichem Zement oder mit einem w/z-Wert von 0.24 oder 0.40 bei jeweils gleicher Lagerung. Die am Ultra-Hochfesten Beton mit einem w/z-Wert von 0.24 gemessenen Festigkeiten sind in den Abbildungen 3.7-2 und 3.7-3, die für den Beton mit einem w/z-Wert von 0.40 in den Abbildungen 3.7-4 und 3.7-5 in Abhängigkeit von der Dauer der Sulfatbeaufschlagung, von der Vorbehandlung dargestellt. In allen Fällen handelt es sich um Betone mit dem C<sub>3</sub>A-reichen Portlandzement.

Wesentlich für die Bewertung des Sulfatwiderstandes ist weniger die absolute Höhe der Festigkeit oder ihre zeitliche Entwicklung vor Beginn der Sulfatlagerung, sondern die Frage, ob sich die nach 7 Tagen erreichte Festigkeit während der Sulfatlagerung verändert und – wenn ja – worauf die Änderung zurückzuführen ist.

Der bei 90°C wärmebehandelte UHPC M1Q-S-90 (w/z = 0.24) erreichte nach 7 Tagen mit rd. 153 N/mm<sup>2</sup> (Druck) und rd. 15 N/mm<sup>2</sup> (Biegezug) die höchste Festigkeit, gefolgt von den bei 70°C und 100% rel. Feuchte behandelten und den unter Wasser gelagerten Prismen. Nach 28 Tagen – und damit nach den ersten Naß/Trocken-Wechseln in Sulfatlösung – war die Biegezugfestigkeit aller drei Serien mit 15 N/mm<sup>2</sup> praktisch gleich. Lediglich bei den ursprünglich wassergelagerten Proben stieg sie infolge der weiteren Hydratation bis zum 90. Tag tendenziell noch leicht um rd. 1,5 N/mm<sup>2</sup> weiter an, ebenso wie die Druckfestigkeit, die nach 90 Tagen annähernd 150 N/mm<sup>2</sup> erreichte und die damit nicht ganz die bei 90°C wärmebehandelten Proben mit 162 N/mm<sup>2</sup> erreichte.

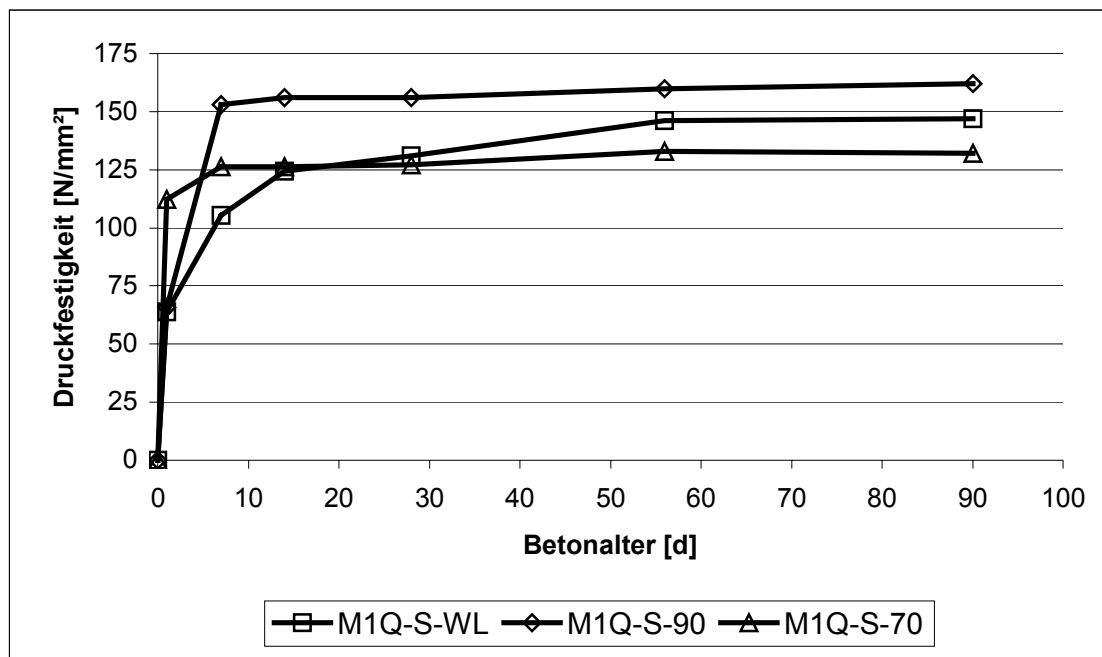


Abbildung 3.7-2: Entwicklung der Druckfestigkeit, M1Q, CEM I 42,5 R, w/z=0,24

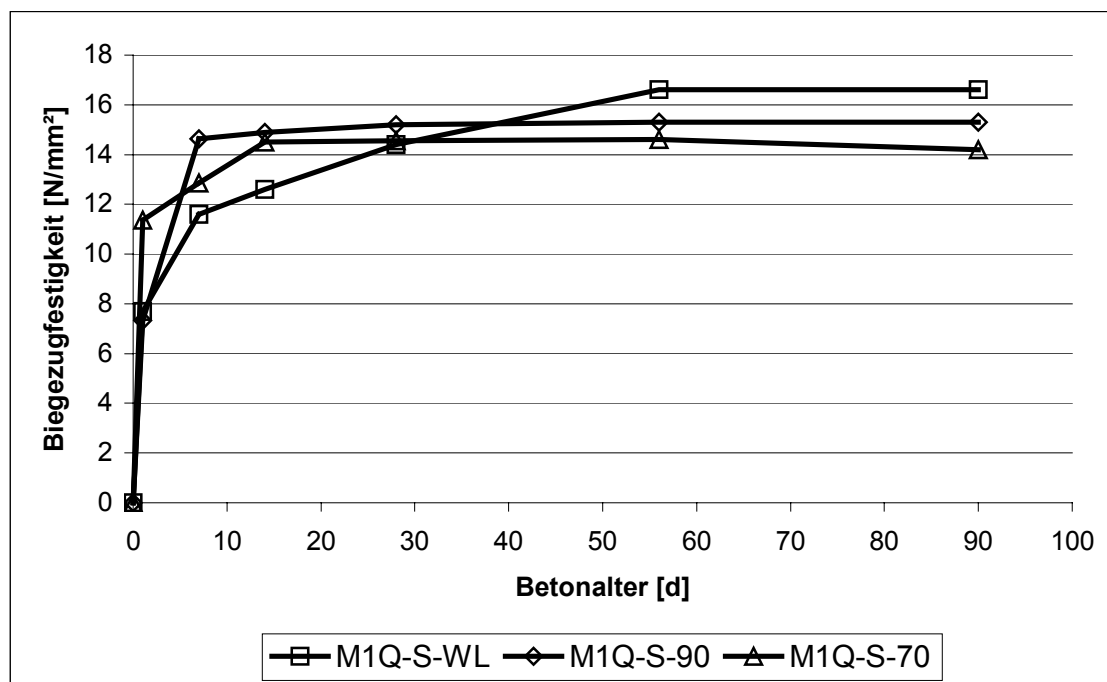


Abbildung 3.7-3: Entwicklung der Biegezugfestigkeit, M1Q, CEM I 42,5 R, w/z=0,24

Die Druckfestigkeit des unterschiedlich vorbehandelten Betons mit einem w/z-Wert von 0.40 verlief nach Abbildung 3.7-4 ähnlich wie die des UHPC. Die 28-Tage-Druckfestigkeit von überwiegend rd. 105 N/mm<sup>2</sup> war zwar erwartungsgemäß deutlich niedriger – sie lag aber für einen solchen Normalbeton noch immer auf einem sehr hohem Niveau, das in erster Linie auf den höheren Feinststoffanteil der Matrix zurückzuführen sein dürfte, siehe Tabelle 3.7-2. Die höchste Druckfestigkeit

erreichte mit rd. 120 N/mm<sup>2</sup> der zusätzlich mit Sulfat dotierte Beton. Inwieweit dies auf das zugegebene Halbhydrat oder (auch) auf andere Einflüsse zurückzuführen ist, konnte nicht festgestellt werden. Untersuchungen einiger Autoren [W2] zeigten jedoch, dass Sulfate eine mäßige Beschleunigung der C<sub>3</sub>S-Hydratation und eine Steigerung des Gehaltes an gebundenem Wasser bewirken. Zusammen mit den zusätzlich gebildeten Gipskristallen kann dadurch die Festigkeit im jungen Betonalter gesteigert werden.

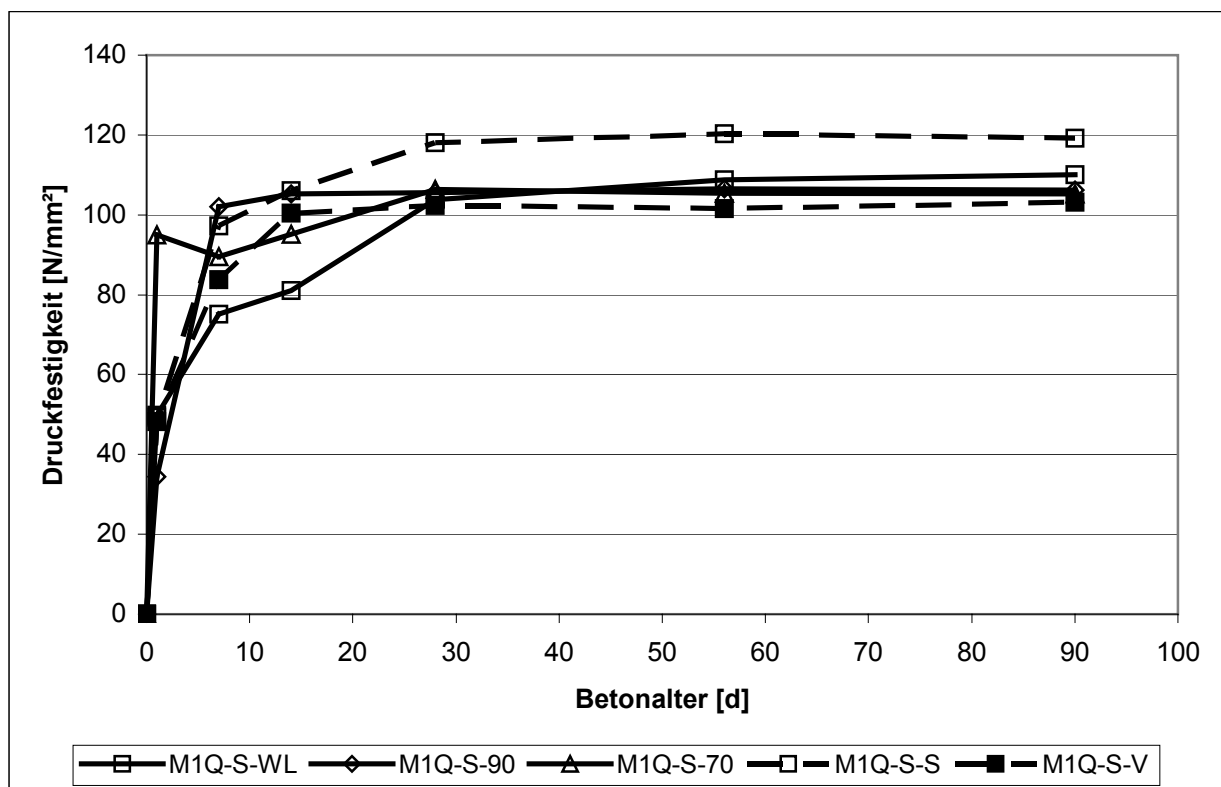


Abbildung 3.7-4: Entwicklung der Druckfestigkeit, M1Q, CEM I 42,5 R, w/z=0,40

Die Druckfestigkeit aller – auch der vorgeschädigten – Prismen änderte sich wie beim UHPC während der Wechsellagerung in der Sulfatlösung bis zum 90. Tag praktisch nicht.

Weniger einheitlich war dagegen die Biegezugfestigkeit. Die anfänglich wassergelagerten Prismen erhärteten während der Sulfatlagerung vom 7. bis zum 90. Tag nahezu stetig von rd. 7 auf rd. 16 N/mm<sup>2</sup> überraschend deutlich nach. Bei den bei 90°C wärmebehandelten Prüfkörper stieg die Festigkeit zwischen dem 7. und dem 28 Tag ebenfalls noch an, und zwar von rd. 7 auf rd. 10 N/mm<sup>2</sup>. Bei den übrigen Serien – 70°C Wärmebehandlung, erhöhter Sulfatgehalt und thermische

Vorschädigung – wurden nach 1 oder 7 Tagen relative oder absolute Höchstwerte und bei der Prüfung im Alter von 14 Tagen ein Rückgang zwischen rd. 2 bis 4 N/mm<sup>2</sup> festgestellt.

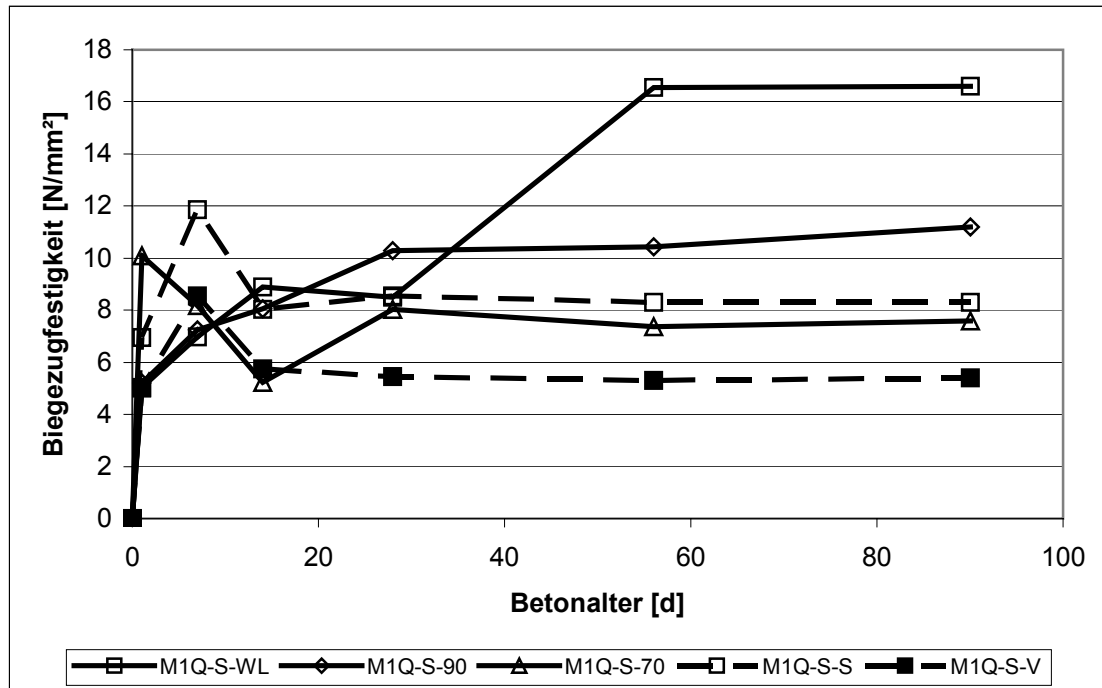


Abbildung 3.7-5: Entwicklung der Biegezugfestigkeit, M1Q, CEM I 42,5 R, w/z=0,40

Bei den im Alter von 7 Tagen thermisch beanspruchten Prüfkörpern zeigte der Festigkeitsrückgang von rd. 8,5 auf 5,7 N/mm<sup>2</sup>, dass das Gefüge tatsächlich geschädigt wurde.

Bei den beiden anderen Serien ist die Ursache nicht bekannt. Allerdings wurden ähnliche Ergebnisse auch in [B9] zu Untersuchungen zu alkaliaktivierten Flugaschen erzielt. Proben, die Natriumsilikate beinhalten zeigten nach einer frühen 24-stündigen Wärmebehandlung von 75 bis 95 °C 24 Stunden nach der Betonherstellung und einer anschließenden Lagerung unter Wasser einen Festigkeitsverlust von bis zu 25%. Bakharev [B9] begründet den Festigkeitsverlust mit der hohen Instabilität der metastabilen Alkali-Aluminat-Silikat-Gele, bei einer frühen 24-stündigen Wärmebehandlung und anschließender Wasserlagerung. Deren Eigenschaften hängen von der Anzahl der Vernetzungen in der Struktur ab. Es ist in Folgeuntersuchungen zu prüfen, in welchem Umfang diese Erfahrungen auch auf das System UHPC mit den hohen Gehalten an Silikastaub zutreffen. Möglicherweise beruhen die Festigkeitsunterschiede im frühen Alter auf Prüfeinflüssen. Es ist

bekannt, dass die Messwerte für die Biegezugfestigkeit für den gleichen Beton deutlich kleiner sein können, wenn die Prüfkörper am äußeren Rand teilweise ausgetrocknet, im Inneren aber noch wie im Wasserbad durchfeuchtet sind. Dadurch überlagern sich schwindbedingte Eigenspannungen mit der lastinduzierten Biegezugspannung und es wird (scheinbar) eine niedrigere Biegezugfestigkeit festgestellt [B4,B5]. Die Werte von insgesamt trockenen Prüfkörpern sind ebenfalls höher als die von wassergelagerten, noch feuchten. Nach 1 und 7 Tagen waren die Prüfkörper der einzelnen Serien bei der Prüfung unterschiedlich feucht. Bei allen weiteren Prüfungen wurden sie dagegen immer unmittelbar nach der Lagerung in der Sulfatlösung und damit vollständig feucht geprüft.

Festzustellen ist jedoch auch hier, dass sich die Biegezugfestigkeit aller untersuchten Serien durch die Sulfatbeaufschlagung bis zum 90. Tag nicht signifikant verringert hat.

Dies bedeutet, dass bei allen untersuchten Betonen und unabhängig von der Vorbehandlung auch nach 16 Wechseln bislang keine Anzeichen erkennbar sind, die auf eine festigkeitsreduzierende Gefügeschädigung durch die Bildung von Sekundärettringit schließen lassen.

#### **3.7.2.6. Gefügeuntersuchungen mit Ultraschall**

In Abbildung 3.7-6 ist die an Prismen aus Ultra-Hochfestem Beton M1Q-S ( $w/z = 0.24$ ) gemessene Ultraschall-Geschwindigkeit in Abhängigkeit vom Alter des Betons und damit auch von der Anzahl der Naß-Trocken-Wechsel in Sulfatlösung dargestellt. Abbildung 3.7-7 gibt die Messwerte des Betons mit einem  $w/z$ -Wert von 0.40 wieder.

Die Prüfprismen wurden in Längsrichtung durchschallt.

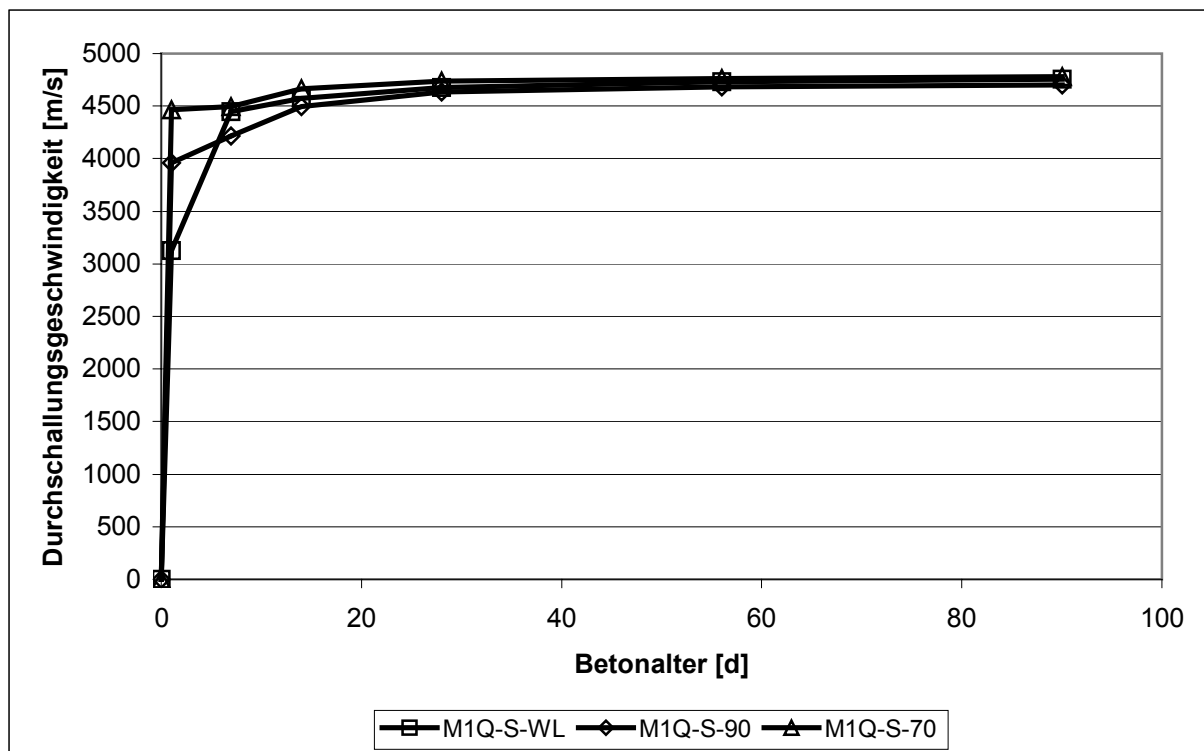


Abbildung 3.7-6 Ultraschallgeschwindigkeiten, M1Q, CEM I 42,5 R, w/z=0,24

Die mittlere Geschwindigkeit war bei den unterschiedlich vorbehandelten UHPC mit rd. 4700 m/s praktisch gleich und etwa 7% größer als diejenige, die am weniger festen Vergleichsbeton gemessen wurde. Bei diesem Beton spiegeln die Ergebnisse die Vorlagerung und die Festigkeitsmesswerte wieder: Die Ultraschall-Geschwindigkeit der bis zum 7. Tag wassergelagerten Prüfkörper war am niedrigsten, die des zusätzlich mit Halbhydrat dotierten Betons am höchsten. Dadurch wird die Vermutung bestätigt, dass das zusätzlich Sulfat die Festigkeit und die Dichtigkeit des Betons erhöht hat.

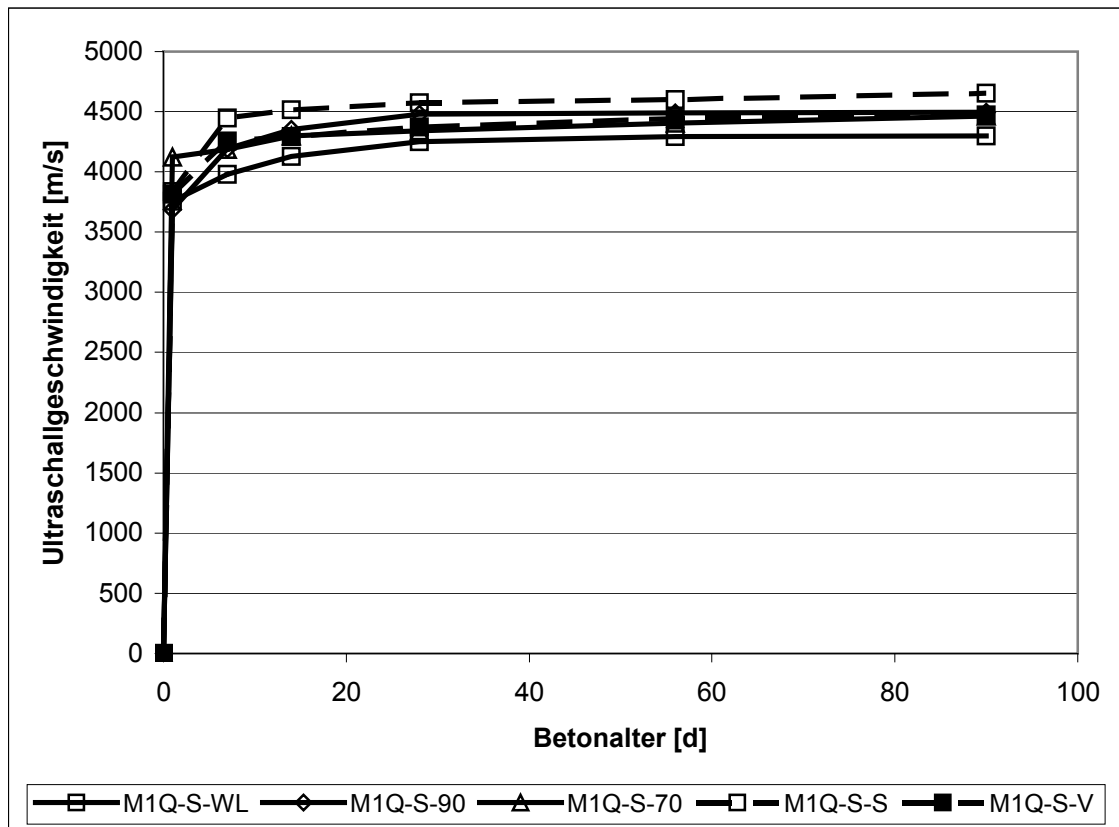


Abbildung 3.7-7: Ultraschallgeschwindigkeiten, M1Q, CEM I 42,5 R, w/z=0,40

Bei beiden Betonen und unabhängig von der Art der Vorbehandlung hat sich die gemessene Geschwindigkeit bis zu einem Alter von 90 Tagen nicht verändert. Dies bestätigt, dass sich das Gefüge der Betone während der Wechsellagerung in Sulfatlösung ebenfalls nicht messbar verändert hat.

### 3.7.2.7. Vergleich der Porenradienverteilungen

An den wassergelagerten und den bei 70°C wärmebehandelten Prüfkörpern des Vergleichsbetons (w/z = 0.40) wurden im Alter von 1, 28 und 56-Tagen die Gesamtporosität und die Porenradienverteilung gemessen. Damit sollte ebenfalls festgestellt werden, ob sich das Gefüge der Matrix durch die Sulfatbeaufschlagung verändert. Die Ergebnisse sind in Abbildung 3.7-8 dargestellt.



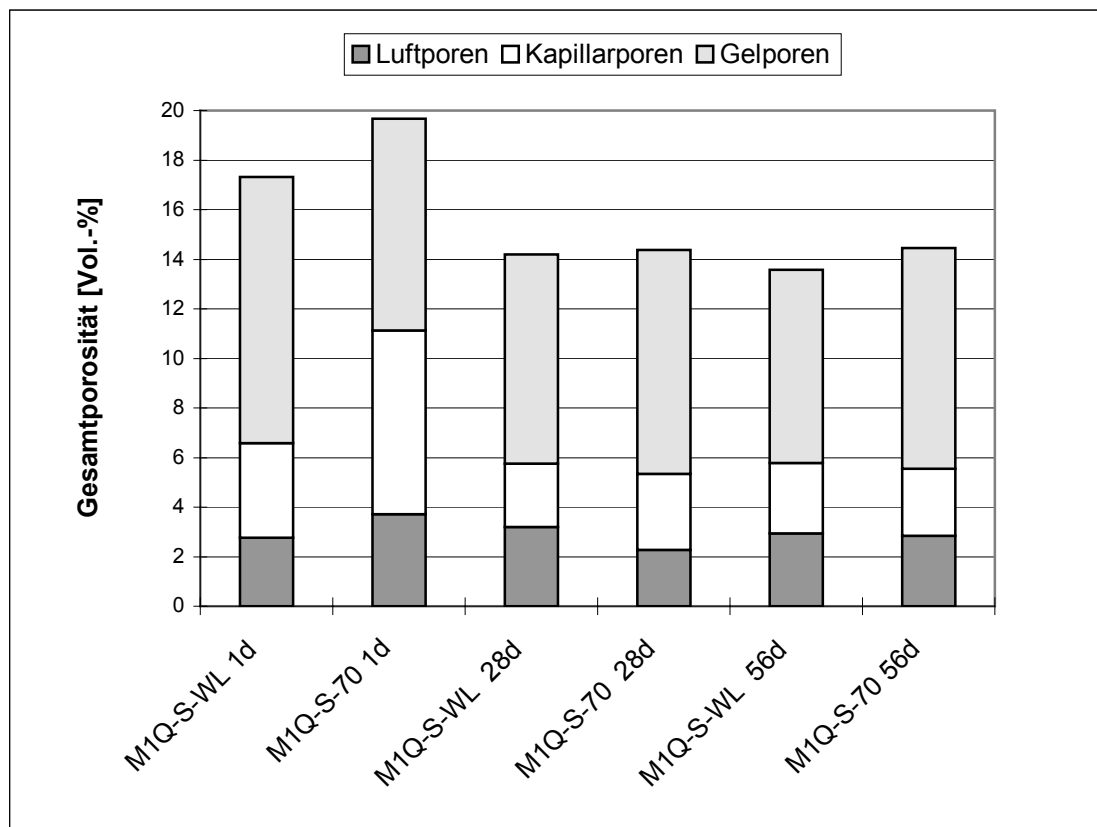


Abbildung 3.7-8: Porenradienverteilung, M1Q, CEM I 42,5 R, w/z = 0,40

Nach einem Tag – d.h. kurz nach dem Ausschalen der Betone - waren die Gesamtporosität von nahezu 20 Vol.-% und der Kapillarporenanteil des bei 70°C ohne Vorlagerung wärmebehandelten Betons signifikant größer als bei den in der Form gegen Wasserverlust geschützten, bei 20°C gelagerten Prüfkörpern. Möglicherweise ist der Unterschied darauf zurückzuführen, dass aus dem wärmebehandelten Beton Wasser verdampft ist wodurch zusätzliche Kapillarporen entstanden.

Nach 28 Tagen war die Gesamtporosität unabhängig von der Vorbehandlung auf rd. 14 Vol.-% zurückgegangen und auch der Kapillarporenanteil war mit 2,6 und 3,1 Vol.-% nahezu gleich und insgesamt sehr niedrig. Beide Werte änderten sich auch nach 56 Tagen praktisch nicht mehr.

### 3.7.2.8. Untersuchungen mit dem Rasterelektronenmikroskop

Das Mikrogefüge unterschiedlich alter Bruchstücke beider unterschiedlich vorbehandelter Betone wurde in einem Rasterelektronenmikroskop der Firma Philips

Typ XL 30 optisch untersucht. Ettringit wurde nur in einigen wenigen, weniger als rd. 2 mm von vorhandenen Mikrorissen entfernt liegenden Poren des thermisch vorgeschädigten Betons mit einem w/z-Wert von 0.40 festgestellt, und zwar erstmals in einem Betonalter von 28 Tagen. Abbildung 3.7-9 zeigt als Beispiel die hexagonalen Ettringitkristalle an der Wand einer Pore, Abbildung 3.7-10 die Ettringitkristalle in unmittelbarer Nähe eines Mikrorisses. Die Kristalle waren etwa 10  $\mu\text{m}$  lang, ihr Durchmesser erreichte etwa 1.25  $\mu\text{m}$ . In allen anderen untersuchten Proben war bis zu einem Alter von 90 Tagen kein Ettringit festzustellen.

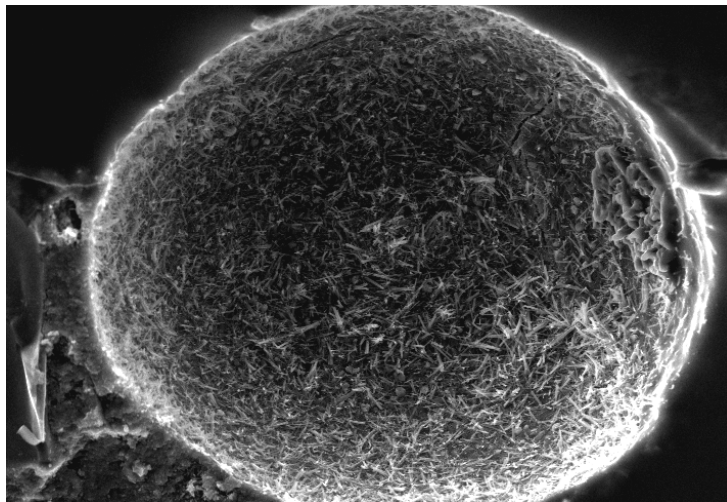


Abbildung 3.7-9: Ettringitneubildungen an einer Porenwand in der vorgeschädigten Probe (M1Q-S-V); Vergr. 1000x; Bildbreite = 250  $\mu\text{m}$

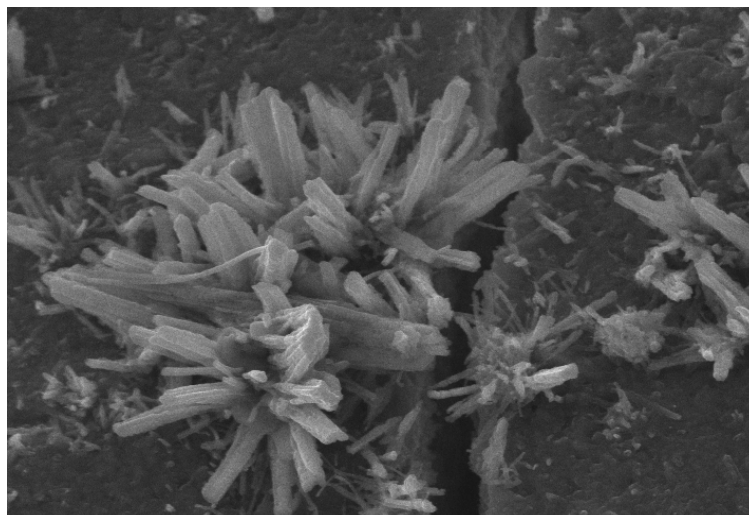


Abbildung 3.7-10: Ettringitneubildungen in unmittelbarer Rissnähe in der vorgeschädigten Probe (M1Q-S-V); Vergr. 4000x; Bildbreite = 62,5  $\mu\text{m}$

### 3.7.2.9. Zusammenfassung zur Sekundärettringitbildung

Sehr ausführlich wurde der Frage nachgegangen, ob und in welchem Umfang bei UHPC mit nahezu  $C_3A$ -freiem HS- oder mit  $C_3A$ -reichem Portlandzement mit einem ettringitbedingten Sulfattreiben gerechnet werden muss, wenn auf den Beton über längere Zeit von außen gesättigte Natriumsulfatlösung einwirkt. Nach DIN EN 1376-2 treten Schäden im Labor besonders früh auf, wenn Prüfkörper kurzzeitig abwechselnd in gesättigter Sulfatlösung und trocken in Laborluft gelagert werden. An dieses Prüfverfahren wurde sich für diese Versuche angelehnt.

Untersucht wurde ein feinkörniger UHPC mit einem w/z-Wert von 0,24, einem Wasser/Feststoffverhältnis der Matrix von 0,19 und einer 28-Tage-Druckfestigkeit von rd. 150 N/mm<sup>2</sup>. Zum Vergleich wurde ein Beton mit einem w/z-Wert von 0,40 geprüft, der ebenfalls einen vergleichsweise niedrigen Wasser/Feinstoffwert von 0,26 aufwies und dadurch gefügedichter war als üblicher Normalbeton mit gleichem w/z-Wert. Seine Gesamtporosität lag bei rd. 14 Vol.-%, der Kapillarporenanteil war mit rd. 3 Vol.-% niedrig.

Die Betone wurden bis zum Beginn der Sulfat/Trockenlagerung nach 7 Tagen unterschiedlich gelagert und vorbehandelt. Eine Serie wurde unter Wasser bei 20°C gelagert, eine Serie wurde nach einem Tag bei 90°C trocken und eine Serie unmittelbar nach der Verdichtung in den Prüfkörperformen bei 70°C und 100% r.F. wärmebehandelt.

Eine Serie wurde im Alter von 7 Tagen mit flüssigem Stickstoff so vorgeschädigt, dass sichtbare Mikrorisse auftraten, in die die Sulfatlösung leichter eindringen konnte.

Geprüft wurden bis zu einem Alter von 90 Tagen die Druck- und die Biegezugfestigkeit an 160 x 40 x 40 mm großen Prismen, die Gefügedichtigkeit durch Ultraschallmessungen, die Porosität und die Entstehung von Ettringit im REM.

Unabhängig von der Art der Vorbehandlung konnte bis zu einem Alter von 90 Tagen an beiden untersuchten Betonen sowohl mit  $C_3A$ -freiem HS- Zement als auch mit üblichem Portlandzement mit einem  $C_3A$ -Gehalt von 12% keine Gefügeveränderung

festgestellt werden, die darauf schließen lässt, dass sich eine schädigende Menge an sekundärem Ettringit gebildet hat. Mit dem Elektronenmikroskop wurden lediglich in den thermisch vorgeschädigten Betonprüfkörpern sehr geringe, nicht schädigende Mengen Ettringit festgestellt.

### **3.7.3. Frostwiderstand**

Derzeit stehen noch keine Versuchsergebnisse zur Verfügung. Nach Aussage von Palecki [P2] zeigten einige Hochfeste Betone bei Laborprüfungen zum Frost-Tau-Widerstand nach 28 und 56 Frost-Tau-Wechseln eine schlagartige Abnahme des dynamischen E-Moduls, was auf eine innere Gefügeschädigung schließen lässt. Bei Ultra-Hochfestem Beton ist das Gesamtporenvolumen noch wesentlich kleiner als bei Hochfestem Beton. Andererseits kann wegen der geringen Zahl an Kapillarporen nur sehr wenig Wasser in den Beton eindringen. Diese Wechselbeziehung soll mit dem CIF-Tests nach Setzer untersucht werden. Vorgesehen ist die Untersuchung der Betone M1Q und B3Q, bei einer Vervierfachung der Frost-Tau-Zyklen auf insgesamt 112. An den Proben werden die Abwitterung und der dyn. E-Modul mit dem Ultraschallgerät Seinkamp BP7 gemessen.

### **3.7.4. Frost-Tausalz-Widerstand**

Der Frost-Tausalz-Widerstand wurde mit dem CDF-Test (Capillary Suction of Deicing Salt and Freeze–thaw Test) nach Setzer [S1] geprüft. Dabei werden Prüfkörper in 3-prozentiger Natriumchloridlösung üblicherweise 28 Frost-Tau-Wechseln ausgesetzt. Die maximale Abwitterungsrate sollte nach 28 Frost-Tau-Zyklen 1500 g/m<sup>2</sup> nicht übersteigen. Wegen der verschiedentlich geäußerten Vermutung, dass gefügedichte Hoch- und Ultrahochfeste Betone möglicherweise erst nach längerer Frost-Tausalzbeanspruchung schlagartig versagen, wurden statt der üblichen 28 Frost-Tau-Wechsel die Probekörper der untersuchten Betone M1Q und B3Q in zwei Versuchsserien einmal mit 56 und einmal mit 112 Frost-Tau-Wechseln geprüft. Mit der Prüfung wurde – wie beim CDF-Verfahren üblich – in einem Probenalter von 35 Tagen begonnen. In der ersten Serie wurden vergleichend Prüfkörper geprüft, die nach Tabelle 3.7-4 28 Tage unter Wasser und dann eine Woche im Normklima (20°C, 65% r.F.) gelagert wurden. Parallel dazu wurden bei 90°C wärmebehandelte

Prüfkörper verwendet, die nach der Wärmebehandlung bis zum Prüfbeginn im Normklima aufbewahrt wurden.

Anzahl der F-T-Zyklen	Mischung	Wärmebehandlung	Wasserlagerung	Fasern	durchschn. Abwitterung in g/m <sup>2</sup> nach		
					28 Zyklen	56 Zyklen	112 Zyklen
56	M1Q	X	-	X	50,0	91,2	-
		-	X	X	18,9	31,0	-
	B3Q	X	-	X	208,9	294,0	-
		-	X	X	61,6	99,6	-
112	M1Q	X	-	X	88,7	148,8	248,9
		X	-	-	41,6	76,0	155,1
	B3Q	X	-	X	176,4	379,4	722,5
		X	-	-	40,8	87,5	181,9

Tabelle 3.7-4: Prüfplan

In der zweiten Serie wurden die gleichen Betone untersucht, diesmal jedoch mit und ohne 2,5 V.-% Stahlfasern. Alle Prüfkörper waren bei 90°C wärmebehandelt. Die geprüften Betone, die Vorbehandlung und die nach 28, 56 und ggf. 112 Frost-Tau-Wechseln gemessenen Abwitterungen sind in Tabelle 3.7-4 zusammengestellt. Die geprüften Proben zeigten durchweg einen sehr hohen Frost-Tausalz-Widerstand. Für Normalbeton gilt das Kriterium von 1500 g/m<sup>2</sup>, das nach 28 Frost-Tau-Wechseln immer deutlicher unterschritten wurde, und zwar auch dann, wenn die Versuchsdauer auf 112 Zyklen ausgedehnt wurde. Die höchste Abwitterung von rd. 720 g/m<sup>2</sup> nach 112 Wechseln war noch immer weniger als halb so groß als der Richtwert nach 28 Frost-Tau-Wechseln.

Die wesentlichen Ergebnisse der beiden Untersuchungsserien sind in den Abbildungen 3.7-11 und 3.7-12 dargestellt. Die Abbildungen 3.7-13, 3.7-14 und 3.7-15 zeigen als Beispiele den Oberflächenzustand des Feinkornbetons M1Q und des Grobkornbetons B3Q jeweils mit und ohne Fasern.

Bei der Versuchsserie 1 war lediglich die Abwitterung des Betons B3Q 90°C tendenziell etwas höher als die der übrigen Betone. Sie nahm mit zunehmender Anzahl der Frost-Tau-Wechsel degressiv zu, was darauf schließen lässt, dass bei weiterer Beanspruchung die Abwitterung zum Stillstand gekommen wäre. Abbildung 3.7-14 verdeutlicht, dass die Abwitterung überwiegend dadurch zustande gekommen ist, dass der Zementstein über oberflächennahen, groben Gesteinskörnern

abgewittert war. Bei den Feinkornbetonen hatten sich lediglich an der Oberfläche vorhandene Luftporen geöffnet.

Bei der zweiten Versuchsserie mit Fasern sahen die Oberflächen des Fein- und Grobkornbetons ähnlich aus wie bei der Serie 1. Wie die Abbildungen zeigen, war der Masseverlust bei den gefaserten Betonen im wesentlichen darauf zurückzuführen, dass der Zementstein zwischen und über oberflächennahen Fasern zum Teil flächig abgewittert war. Die Abwitterung war besonders ausgeprägt bei dem Grobkornbeton B3Q, bei dem die Fasern offensichtlich an der Oberfläche nicht gleichmäßig verteilt waren und bei dem die oberflächliche Feinmörtelschicht – die die Fasern umhüllt – dünner war als beim Feinkornbeton M1Q. Bei diesem Beton war auch die Abwitterungsrate mit rd. 720 g/m<sup>2</sup> am höchsten.

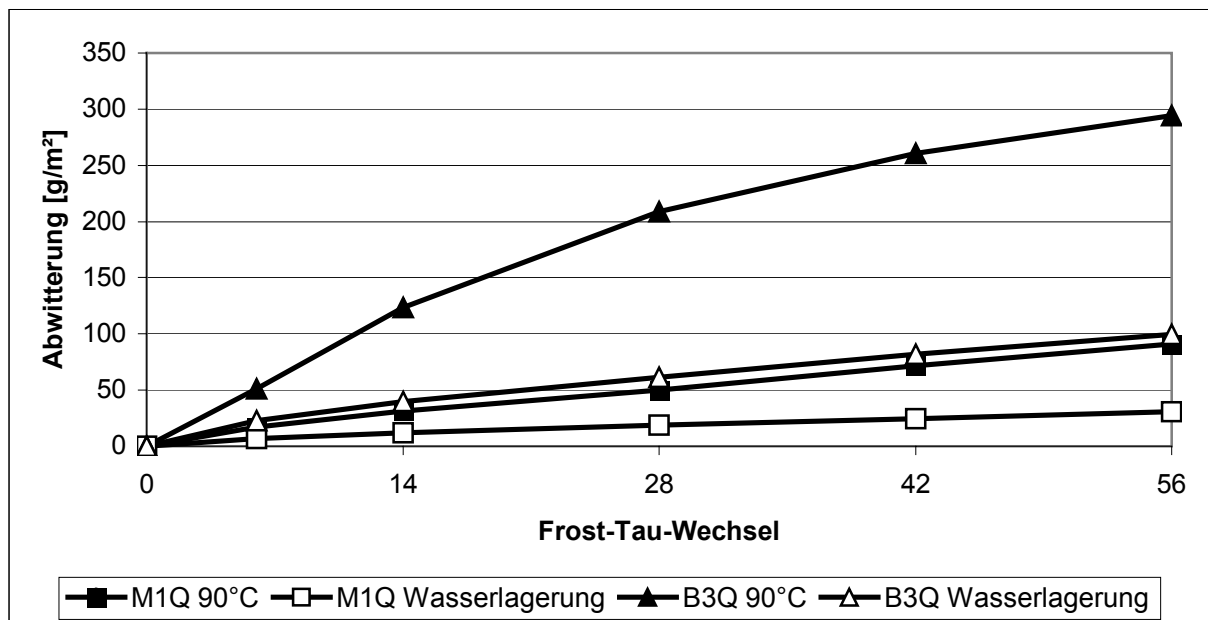


Abbildung 3.7-11: Abwitterungsrate nach 56 Frost-Tau-Wechseln

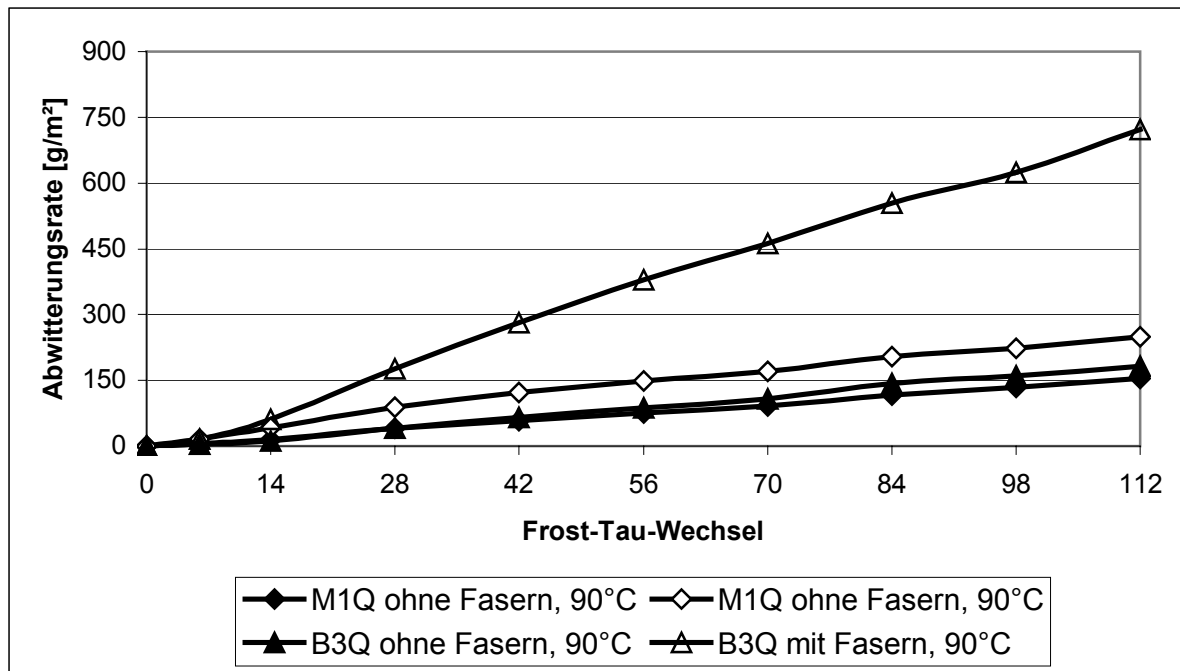


Abbildung 3.7-12: Abwitterungsrate nach 112 Frost-Tau-Wechseln

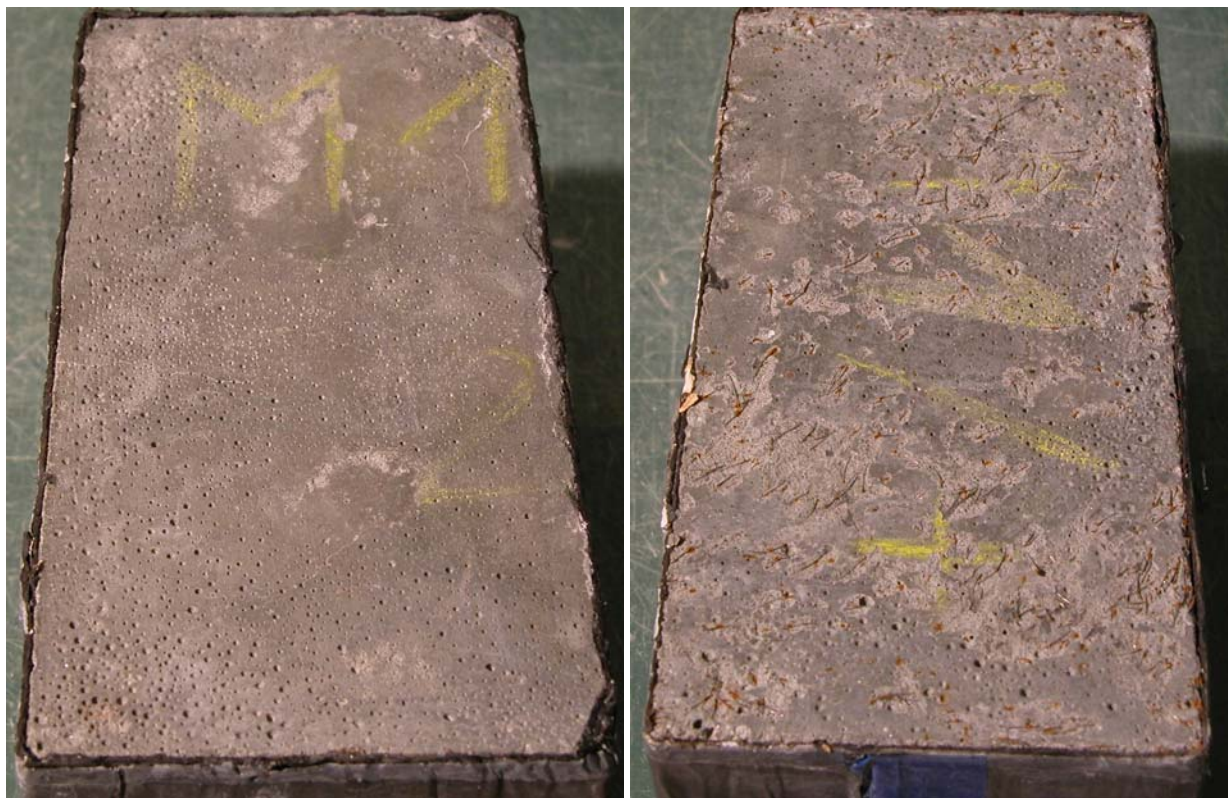


Abbildung 3.7-13: Befrostungsfläche; Feinkornbeton M1Q ungefasert (links), gefasert (rechts); Befrostungsfläche 100 mm x 200 mm



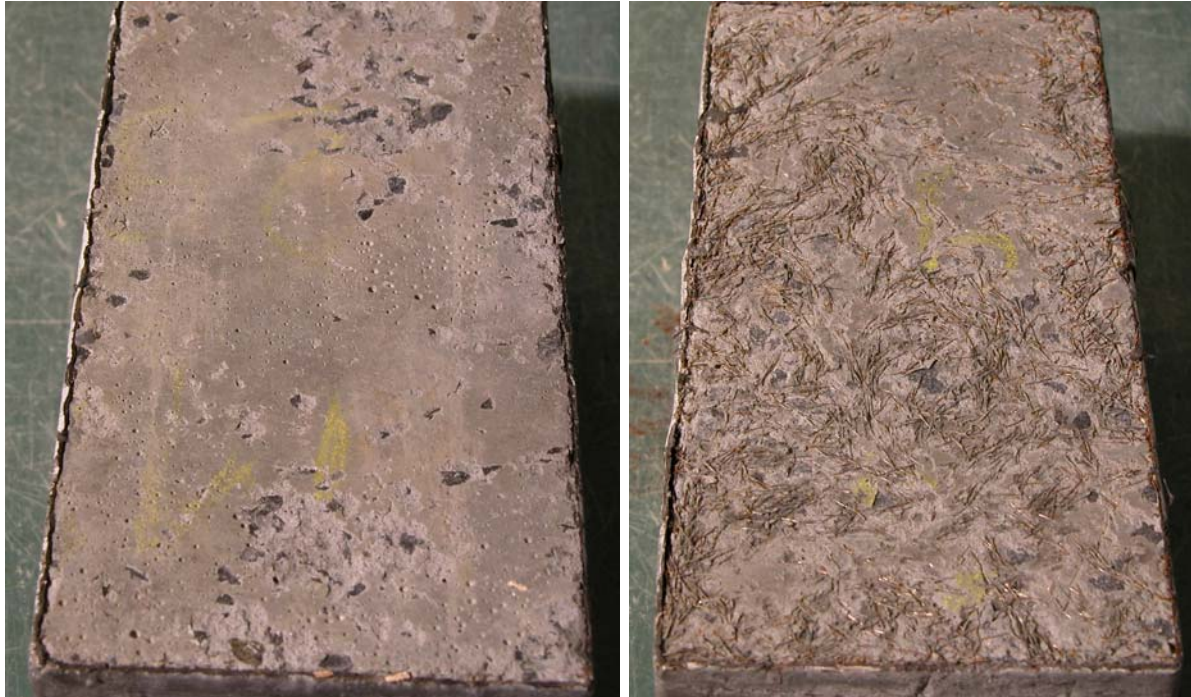


Abbildung 3.7-14: Befrostungsfläche nach 112 Zyklen; Grobkornbeton B3Q ungefasert (links), gefasert (rechts); Befrostungsfläche 100 mm x 200 mm



Abbildung 3.7-15: Detailaufnahme Befrostungsfläche; Grobkornbeton B3Q gefasert; Bildbreite 9 cm

Zusätzlich wurde die innere Schädigung durch Messung der Schalllaufzeit vor und nach dem CDF-Test festgehalten. Die Proben waren in beiden Fällen bei der Messung trocken. Die Prüfkörper wurden in Längsrichtung durchschallt, und zwar 5 mm oberhalb der Prüfkörperunterseite („Messstelle“), in der Mitte der Prüfkörperhöhe (mittig) und 5 mm unterhalb der Oberfläche (oben). Verwendet wurde ein Ultraschallmessgerät der Firma Steinkamp, Ultrasonic Tester BP-7.



UHPC Mischung	Messpunkt	Schallgeschwindigkeit in m/s		Verhältnis der Schallgeschw.
		vor CDF-Test	nach CDF-Test	
M1Q - WL	oben	2551	2557	1,00
	mittig	2558	2551	1,00
	unten	2591	2564	0,99
M1Q – HT	oben	2560	2551	1,00
	mittig	2550	2540	1,00
	unten	2586	2537	0,98
B3Q - WL	oben	2560	2564	1,00
	mittig	2608	2611	1,00
	unten	2592	2571	0,99
B3Q – HT	oben	2599	2604	1,00
	mittig	2542	2538	1,00
	unten	2612	2564	0,98

Tabelle 3.7-5: Schalllaufzeit an UHPC nach 56 Frost-Tau-Wechseln

UHPC Mischung	Messpunkt	Schallgeschwindigkeit in m/s		Verhältnis der Schallgeschw.
		vor CDF-Test	nach CDF-Test	
M1Q - WL	oben	3641	3580	1,00
	mittig	3659	3659	1,00
	unten	3580	3632	1,00
M1Q – HT	oben	3667	3580	1,00
	mittig	3505	3521	1,00
	unten	3571	3555	1,00
B3Q - WL	oben	3667	3676	1,00
	mittig	3659	3650	1,00
	unten	3731	3704	1,00
B3Q – HT	oben	3659	3659	1,00
	mittig	3571	3571	1,00
	unten	3614	3597	1,00

Tabelle 3.7-6: Schalllaufzeit an UHPC nach 112 Frost-Tau-Wechseln

Die an den unterschiedlichen vorbehandelten Betonen M1Q und B3Q nach 56 oder 112 Frost-Tau-Wechseln gemessene Ultraschallgeschwindigkeit ist in Tabelle 3.7-5 und Tabelle 3.7-6 zusammengestellt. Das Verhältnis der vor und nach den Frost-Tau-Wechseln gemessenen Schallgeschwindigkeit lag bei allen Proben bei rd. 1,0. Die geringfügigen Abweichungen in Tabelle 3.7-5 sind auf Prüfstreuungen

zurückzuführen. Daraus ist zu schließen, dass das Gefüge der Betone durch die langanhaltende Frost-Tau-Wechsel-Beanspruchung nicht beeinträchtigt wurde.

### **3.7.5. Brandwiderstand**

Im Brandfall ist das sehr dichte Gefüge von Ultra-Hochfesten Betonen eher nachteilig. Bei steigenden Temperaturen wird zunächst das in den verbliebenen Poren vorhandene freie Wasser, dann das physikalisch gebundene Wasser freigesetzt und verdampft. Bei einem Normalbeton mit seiner ausgeprägten Porosität kann der Wasserdampf zum Teil direkt nach außen entweichen. Ein Teil diffundiert in den Betonkörper hinein und kondensiert in den noch nicht erhitzten Zonen. Erst wenn die Poren in der Kondensationszone zunehmend mit Wasser gefüllt sind, wird die weitere Diffusion des Wasserdampfes behindert und der Dampfdruck steigt an. Überschreitet der Druck die Zugfestigkeit des Betons, kommt es zu Abplatzungen. Bei Hoch- und Ultra-Hochfestem Beton kann der Wasserdampf aus der Verdampfungszone schlecht entweichen. Die Sättigungszone liegt deutlich näher an der Betonoberfläche [S1]. Der innere Dampfdruck steigt schneller an und wird höher als bei üblichem Beton. Trotz der hohen Zugfestigkeit kann es zu Abplatzungen kommen, die u. U. schon bei Gebrauchslast zu einem Bauteilversagen führen können [S2].

Mit Unterstützung des Instituts Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart und der MPA Braunschweig wurden orientierende Untersuchungen mit dem Ziel durchgeführt, Ultra-Hochfeste Betone zu entwickeln, die ein ausreichend gutes Brandverhalten zeigen und im Bauteil den geforderten Feuerwiderstand sicherstellen. Dazu wurden unbelastete Probekörper entsprechend der Temperaturkurven in Abb. 3.7-16 beflammt. Ein günstiger Brandwiderstand wurde angenommen, wenn danach keine oder nur sehr geringfügige Risse oder Abplatzungen festzustellen waren. Die Druckfestigkeit sollte zudem nach dem Brandversuch deutlich über 50 % des Ausgangswertes liegen.

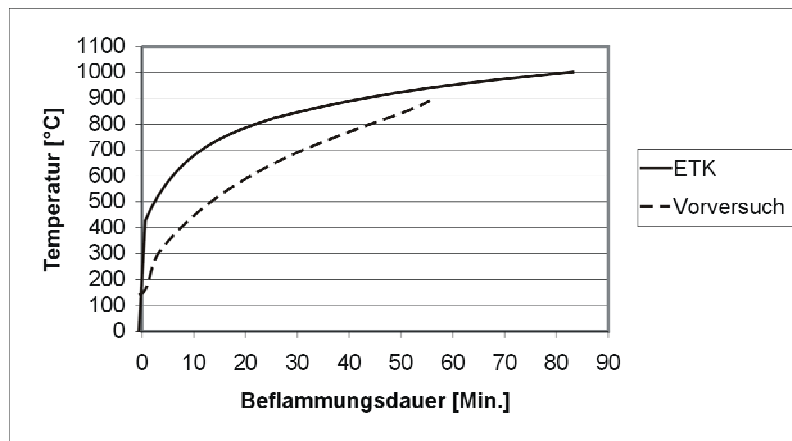


Abbildung 3.7-16: Temperaturbeanspruchung bei den Versuchen

Aus früheren Versuchen [D1] ist bekannt, dass das Brandverhalten von Hochfestem Beton durch Zugabe feiner Polypropylenfasern nachhaltig verbessert werden kann. Die Fasern verschwelen und es bleiben Hohlräume zurück, in denen sich der Dampf entspannen kann.

Um diesen Effekt sicher zu erreichen, ist eine ausreichende Menge an gleichmäßig verteilten PP-Fasern erforderlich. Andererseits verschlechtert sich mit zunehmender Fasermenge die Verarbeitbarkeit des Betons und seine selbstverdichtenden Eigenschaften können verloren gehen. Dieser Effekt verstärkt sich noch, wenn dem Beton bereits Stahlfasern zugegeben wurden, um seine Duktilität zu steuern.

Ziel der nachfolgenden Versuche war es deshalb zugleich, festzustellen, bis zu welchen Fasermengen der Beton noch leicht verarbeitbar bleibt und ob diese Menge ausreicht, um den Brandwiderstand von UHPC ausreichend zu verbessern.

Bekannt ist, dass quarzitische Zuschläge für den Brandwiderstand von Beton unter Umständen nachteilig sein können. Bei einer Temperatur von 573 °C wandelt sich der sog. Tief-Quarz ( $\alpha$ -Quarz) unter Atmosphärendruck in Hoch-Quarz ( $\beta$ -Quarz) um [H1,M2]. Bei dieser spontanen Phasenumwandlung vergrößert sich das Volumen des Gesteins. Ab etwa 857°C wandelt sich der Hoch-Quarz langsam in Tridymit um. Der sogenannte "Quarzsprung" bei 573°C und die Anisotropie der Kristallstruktur spiegeln sich sehr deutlich in Abb. 3.7-17 wider, in dem die thermische Ausdehnung eines Quarzeinkristalls parallel (Quarz pc) und senkrecht zur kristallographischen tc-

Achse (Quarz sc) dargestellt ist. Noch größer ist die Temperaturdehnung von Quarzit, der neben Quarz noch bis zu 10% Feldspat und Glimmer enthält. Als Beispiel für ein quarzfreies Gestein ist in Abb. 3.7-17 die Temperaturdehnung von Basalt dargestellt. Sie verläuft im betrachteten Temperaturbereich nahezu linear, ist deutlich kleiner und weist keine sprunghafte Volumenänderung auf. Deshalb wurden für die Versuche auch Ultra-Hochfeste Betone mit Basaltbrechsand und Basaltzuschlag verwendet.

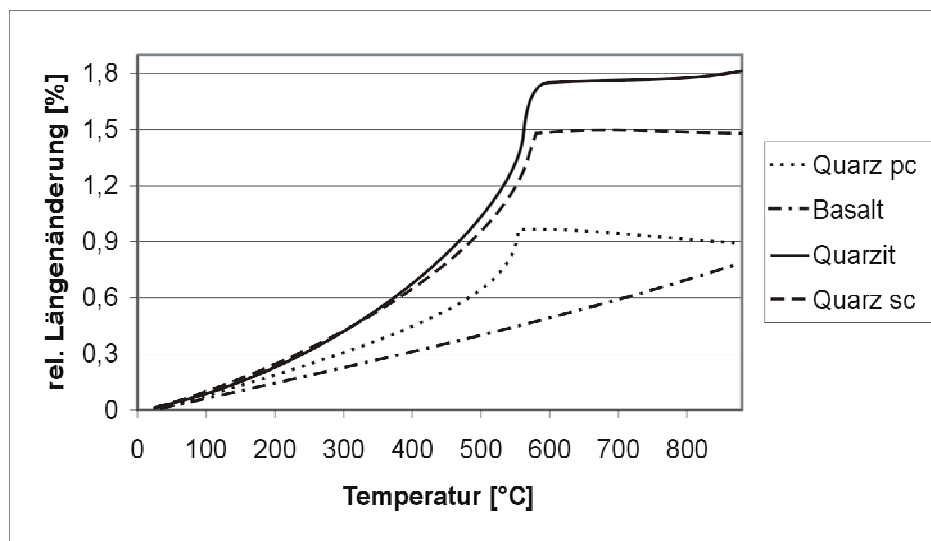


Abbildung 3.7-17: Temperaturdehnung von Quarz, Quarzit und Basalt nach eigenen Versuchen

Die Mörtel- und Betonrezepturen sind in Tabelle 3.7-7 zusammengestellt. Untersucht wurden Feinmörtel mit Quarzsand 0,125/0,50 mm und Betone mit Basaltzuschlag 2/8 mm, beide je einmal mit Quarzsand und einmal mit Basaltbrechsand. Alle Betone enthielten verschiedene Mengen an Mikrosilica und Quarzmehl unterschiedlicher Feinheit. Der äquivalente Wasser-Zementwert  $(w/z)_{eq}$ , der den Gehalt an Zement und Mikrosilica erfasst, war mit 0,19 - 0,21 nahezu konstant, ebenso das Wasser-Feststoff-Verhältnis des Bindemittels  $< 0,125$  mm von 0,44 bis 0,47. Alle Betone wurden zur Verbesserung der Duktilität mit Stahlfasern hergestellt, und zwar mit 311 oder mit 192 kg/m<sup>2</sup>, entsprechend rd. 2,5 oder 4 Vol.-%. In Anlehnung an die Untersuchungen an Hochfestem Beton in [D1] wurden jeweils ein Feinmörtel und ein Beton ohne PP-Fasern, die übrigen Betone mit 0,3 bis 0,6 Vol.-% hergestellt. Der Wassergehalt und die Fließmittelmenge wurden so gewählt, dass sich bei einem Wasser-Feinteilwert von 0,44-0,47 eine weiche (Ausbreitmaß  $> 50$  cm) bis nahezu selbstverdichtende (Ausbreitmaß  $> 65$  cm) Konsistenz einstellte.

Bei allen Mischungen wurden die Ausgangsstoffe inklusive ggf. der Polypropylenfasern trocken vorgemischt und so homogenisiert. Anschließend wurde das Fließmittel mit dem Wasser zugegeben. Die Mischungen wurden dann in einem 30 l Labormischer einheitlich 180 Sekunden gemischt. Der Beton wurde in Prüfsylinder  $h = 300 \text{ mm}$ ,  $d = 150 \text{ mm}$  eingefüllt und verdichtet. Die Prüfkörper wurden nach einem Tag entformt und danach entweder bis zur Prüfung 27 Tage bei  $20^\circ\text{C}$  unter Wasser gelagert oder nach 4-tägiger Wasserlagerung bei  $90^\circ\text{C}$  wärmebehandelt und danach an der Luft bei etwa  $20^\circ\text{C}/65 \% \text{ r. F.}$  aufbewahrt.

Die Druckfestigkeit im Alter von 28 Tagen lag bei Lagerung unter Wasser je nach dem Größtkorn und der Menge an Stahl- und ggf. Polypropylenfasern zwischen 127 und  $201 \text{ N/mm}^2$ . Nach einer zweitägigen Wärmebehandlung bei  $90^\circ\text{C}$  betrug die 7 Tage-Druckfestigkeit  $180 - 210 \text{ N/mm}^2$ .

UHPC		M1 Q 4,5 % F.	M3 Q 2,5 % F.	B1 Q 4,5 % F,	B4 Q - Quarzsand	B4 B - Basaltsand
Zement CEM I /52,5 HS	kg/m <sup>3</sup> (l/m <sup>3</sup> )	725 (234)	812 (262)	618 (196)	700 (226)	700 (226)
Quarzsand 0,125/0,50	kg/m <sup>3</sup> (l/m <sup>3</sup> )	998 (376)	885 (334)	424 (160)	400 (151)	-
Basaltsand 0,125/0,50	kg/m <sup>3</sup> (l/m <sup>3</sup> )	-	-	-	-	462 (151)
Basalt 2/8	kg/m <sup>3</sup> (l/m <sup>3</sup> )	-	-	850 (283)	800 (261)	800 (261)
Mikrosilica	kg/m <sup>3</sup> l/m <sup>3</sup>	228 (105)	106 (48)	191 (88)	92 (42)	92 (42)
Drahtfasern	kg/m <sup>3</sup> l/m <sup>3</sup>	311 (39,5)	192 (24,5)	311 (39,5)	192 (24,5)	192 (24,5)
Polypropylenfasern	kg/m <sup>3</sup> l/m <sup>3</sup>	-	2,73/5,46 (3,0/6,0)	-	2,73 (3,0)	2,73 (3,0)
Feinquarz Q II	kg/m <sup>3</sup> l/m <sup>3</sup>	181 (68)	-	155 (59)	-	-
Feinquarz Q I	kg/m <sup>3</sup> l/m <sup>3</sup>	-	340 (128)	-	290 (110)	290 (110)
Vol.-Feinstoff < 0,125 mm	l/m <sup>3</sup>	407	441 – 444	343	381	381 – 384
FM	kg/m <sup>3</sup>	28,3	31,4	24,2	27,0	27,0
Wasser	l/m <sup>3</sup>	160	174	148	150	150
(w/z) (w/z) <sub>eq</sub> <sup>1)</sup>	-	(0,24) 0,19	(0,24) 0,21	(0,27) 0,20	(0,24) 0,21	(0,24) 0,21
Leimgehalt < 0,125 mm	l/m <sup>3</sup>	584	634 – 637	506	547	547 – 550
Wasser/Feststoff-Verhältnis Leim <sup>1</sup>	l/l	0.44	0.44	0.47	0.44	0.44
Ausbreitmaß a <sub>10</sub>	cm	45 +/-2	65 +/-2** 50 +/-2***	45 +/-2	65 +/-2**	50 +/-2**
Druckfestigkeit 28d Wasser*	N/mm <sup>2</sup>	(163) <sup>3</sup>	149–164 (155) <sup>2</sup> 127–136 (131) <sup>5</sup>	155-172 (164) <sup>2</sup> (201) <sup>3</sup>	-	-
7d-Druckfestigkeit* 90°C	N/mm <sup>2</sup>	-	186-202 (194) <sup>2</sup> 180-182 (181) <sup>5</sup>	192-210 (205) <sup>2</sup>	189–197 (192) <sup>4</sup>	180-199 (190) <sup>4</sup>

\*) Zylinderdruckfestigkeit nach 28 Tagen Wasserlagerung oder nach 2-tägiger Wärmebehandlung bei 90°C. (Minimale/maximale Einzelwerte aller Versuchsreihen)

\*\*) 0,3 Vol.-% PP-Fasern

\*\*\*) 0,6 Vol.-% PP-Fasern

<sup>1)</sup> mit Anrechnung FM (60% Wassergehalt)

<sup>2)</sup> Mittlere Druckfestigkeit mit 2,5 Vol.-% Stahlfasern

<sup>3)</sup> Mittlere Druckfestigkeit mit 4,0 Vol.-% Stahlfasern

<sup>4)</sup> Mittlere Druckfestigkeit mit 2,5 Vol.-% Stahlfasern und 0,3 Vol.-% PP-Fasern

<sup>5)</sup> Mittlere Druckfestigkeit mit 2,5 Vol.-% Stahlfasern und 0,6 Vol.-% PP-Fasern

Tabelle 3.7-7: Zusammensetzung und Eigenschaften der untersuchten UHPC - Betone

#### **3.7.5.1. Brandversuche**

In einer ersten Versuchsreihe im Brandversuchsstand der MPA Stuttgart wurden Prüfkörper der Mischungen M1Q, M3Q und B1Q nach Tabelle 3.7-7 einer 90-minütigen Brandbeanspruchung mit einem Temperaturanstieg im Brandraum gemäß der Einheitstemperaturkurve ausgesetzt. Die Prüfkörper waren 27 Tage in Wasser und vor den Brandversuchen 2 Wochen in der Klimakammer bei 20 °C / 65 % r. F. trocken gelagert worden.

Ergänzend dazu wurden in Kassel wärmebehandelte Prüfkörper der Mischungen M3Q und B4Q mit Quarzsand (Tabelle 3.7-7) mit 0,3 Vol.-% Polypropylenfasern in einem begleitenden Vorversuch in einem Elektroofen 60 Minuten lang erwärmt. Der Temperaturverlauf im Ofen ist ebenfalls in Abb. 3.7-16 dargestellt.

Zur Absicherung der zuvor in Stuttgart und Kassel gewonnenen Erkenntnisse wurden in der Brandversuchseinrichtung der MPA Braunschweig Prüfzylinder der Mischungen M3Q mit 0,6 Vol.-% PP-Fasern und der Mischung B4B mit Basaltsand und 0,3 Vol.-% PP-Fasern einer 45-minütigen Brandbeanspruchung mit einem Temperaturanstieg gemäß der Einheitstemperaturkurve (siehe Abb. 3.7-16) ausgesetzt.

#### **3.7.5.2. Ergebnisse**

Die wesentlichen Ergebnisse aller drei Versuchsserien sind in Tabelle 3.7-8 zusammengestellt. Der optische Zustand der Prüfkörper nach der Brand- oder Temperaturbeanspruchung wurde unterschieden in die Schadensstufen „sehr stark geschädigt“ ( - - ), „stark geschädigt“ ( - ), „gering geschädigt“ ( + ) und „nicht geschädigt“ ( ++ ). An einigen prüffähigen Körpern wurde die Druckfestigkeit bestimmt. Sie ist in Tabelle 3.7-8 zusammen mit dem Festigkeitsanteil in % bezogen auf die unbeanspruchte Vergleichsprobe angegeben.

Mischung	Einheit	M1Q	M3Q				B1Q	B4B Basaltsand
Stahlfasern	Vol.-%	4,0	2,5	2,5	2,5	2,5	4,0	2,5
PP-Fasern	Vol.-%	ohne	Ohne	0,30	0,60	0,60	ohne	0,30
Vorlagerung		28d WL	28d WL	28d WL	28d WL	90°C	28d WL	90°C
Beanspruchung		ETK 90 Min.	ETK 90 Min.	ETK 90 Min.	ETK 90 Min.	ETK 45 Min.	ETK 90 Min.	ETK 45 Min.
Schadigungsgrad		--	--	+	++	+	- / +	++
Druckfestigkeit nach Beanspruchung	N/mm <sup>2</sup>	Nicht prüffähig	Nicht prüffähig	Nicht geprüft	126	102/114 (108)	59	147/149 (148)
Anteil des Ausgangswertes					~ 96 %	~ 60 %	~30 %	~ 77 %

-- sehr stark geschädigt (zerfallen)   - stark geschädigt   + gering geschädigt   ++ nicht geschädigt

W= Wasserlagerung   WB= Wärmebehandlung

Tabelle 3.7-8: Schadigungsgrad der unterschiedlich beanspruchten UHFB-Prüfkörper

Abb. 3.7-11 zeigt als Beispiel für eine starke Schädigung die Reste des Prüfcylinders eines 90 Min. lang beanspruchten Feinbetons M1Q mit 4 Vol.-% Stahlfasern aber ohne PP-Fasern. Ohne PP-Fasern war auch der ebenfalls geschädigte Prüfkörper der Mischung B1Q in Bild 3.7-19. Abbildung 3.7-20 zeigt dagegen einen gering geschädigten Körper ( + ) der Mischung M3Q mit 2,5 Vol.-% Stahlfasern und 0,6 Vol.-% PP-Fasern, der 45 Minuten lang nach der ETK beflammt wurde. Er wies lediglich im Randbereich einige sternförmige Risse auf, die auf Eigenspannungen zurückzuführen sind. Die in Tabelle 3.7-8 aufgeführten und 90 Minuten nach ETK geprüften Probekörper der Mischung M3Q wiesen ebenfalls nur sehr geringe Schädigungen auf.

Die 28 Tage unter Wasser und danach 14 Tage an Laborluft gelagerten Prüfkörper der Feinbetone M1Q und M3Q ohne Propylenfasern waren trotz der Stahlfasern nach einer 90-minütigen Brandbeanspruchung weitgehend zerstört. Ihre Druckfestigkeit konnte nicht bestimmt werden. Mit 0,30 Vol.-% PP-Fasern waren sie dagegen nur geringfügig geschädigt. Wurden 0,6 Vol.-% PP-Fasern zugegeben, so konnte praktisch keine Gefügeveränderung mehr festgestellt werden. Die



Druckfestigkeit dieser Prüfkörper war mit i.M. 126 N/mm<sup>2</sup> nur etwa 4 Prozent kleiner als die der unbeanspruchten Vergleichsproben.

Der ebenfalls ohne PP-Fasern hergestellte Beton B1Q mit Quarzsand und Basaltzuschlag 2/8 mm war zwar optisch weniger geschädigt als der vergleichbare Feinbeton M1Q. Seine Druckfestigkeit erreichte aber nach der 90-minütigen Brandbeanspruchung nur noch 30% des Ausgangswertes von 201 N/mm<sup>2</sup>.

Der nach der Herstellung bei 90°C wärmebehandelte Feinbeton M3Q war auch mit 0,3 Vol.-% PP-Fasern nach der nicht normgerechten Hochtemperaturbeanspruchung im Elektroofen nicht mehr prüffähig. Die sonst gleiche Mischung war dagegen mit 0,60 Vol.-% PP-Fasern nach einer 45-minütigen Brandbeanspruchung optisch nur gering geschädigt. Ihre Druckfestigkeit von i.M. 108 N/mm<sup>2</sup> entsprach etwa 60% des Vergleichswertes.

Die Prüfkörper der Betone B4Q (Test im Elektroofen) mit Quarzsand und B4B (ETK 45 Minuten) ausschließlich mit Basaltzuschlag wurden unterschiedlich beansprucht und können deshalb nicht direkt miteinander verglichen werden. Beide enthielten 0,30 Vol.-% PP-Fasern und überstanden die Temperaturbeanspruchung mit geringen oder praktisch ohne erkennbare Gefügeschäden. Die Druckfestigkeit des Betons B4B lag bei 77% des Werts der unbeflammten Nullprobe.

Die Ergebnisse der Versuche lassen darauf schließen, dass der Widerstand sachgerecht hergestellter Ultra-Hochfester Fein- und Grobbetone gegen eine 45- oder 90-minütige Brandbeanspruchung gemäß der in DIN 4102 Teil 2 beschriebenen Einheitstemperaturkurve durch die Zugabe von etwa 0,30 bis 0,60 Vol.-% Polypropylenfasern und ggf. Basaltzuschlag wesentlich verbessert werden kann. Es waren dann keine oder nur noch geringe strukturelle Veränderungen am Beton festzustellen. Soweit dies aus den wenigen Versuchen abzuschätzen ist, sind bei UHPC -Feinmörteln mit einer Druckfestigkeit um 160 N/mm<sup>2</sup> 0,6 Vol.-% PP-Fasern erforderlich. Bei Ultra-Hochfestem Beton mit grobem 0/8 mm Basaltzuschlag scheinen 0,3 Vol.-% auszureichen. Die an Prüfkörpern festgestellte Druckfestigkeit solcher Mörtel und Betone war immer größer als 60% der Ausgangsfestigkeit.

Die in Abb. 3.7-21 noch fest in den Zementstein eingebundenen Fasern verschwelen bei etwa 170°C. Sie hinterlassen die in Abb. 3.7-22 dargestellten Hohlräume, in denen offenbar der im Inneren des Betons entstehende Dampfdruck abgebaut wird.

Die Zuschlagart – hier untersucht am Beispiel von Quarzsand 0/0,5 mm und Basaltsand/-zuschlag – hat demgegenüber einen geringeren Einfluss. Der Abbau innerer thermischer Spannungen leistet lediglich einen zusätzlichen Beitrag zur Erhöhung des Brandwiderstandes. Mit Stahlfasern allein lässt sich kein ausreichender Brandwiderstand erreichen, auch wenn dem Beton bis zu 4 Vol.-% zugegeben werden.



Abbildung 3.7-18: Probekörper M1 Q (4 Vol.-% Stahlfasern) nach Beflammung (ETK 90 Minuten)



Abbildung 3.7-19: Probekörper B1 Q (4 Vol.-% Stahlfasern) nach Beflammung (ETK 90 Minuten)



Abbildung 3.7-20: Probekörper M3 Q nach Beflammung (ETK 45 Minuten, 2,5 Vol.-% Stahlfasern, 0,6 Vol.-% PP-Fasern)

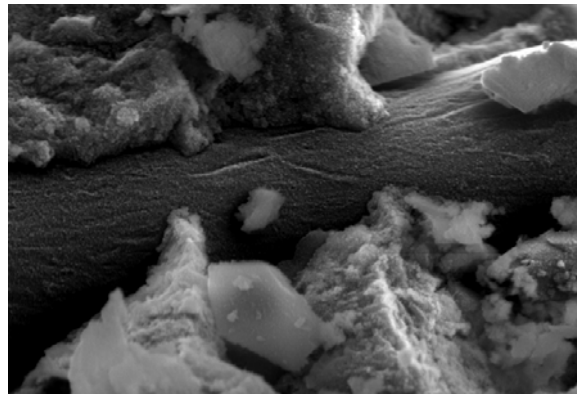


Abbildung 3.7-20: intakte PP-Faser (4000fache Vergrößerung, Bildbreite 30 μm)

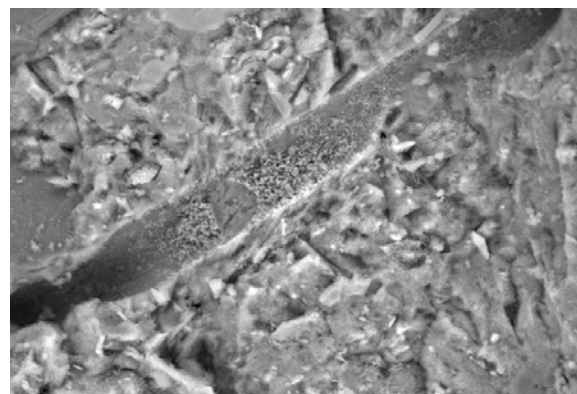


Abbildung 3.7-20: PP-Faserhöhlung (1000fache Vergrößerung Bildbreite 120 μm)

## 4. Bauteilversuche

### 4.1. Bauteilversuche an Balken

#### 4.1.1. Zielsetzung

Primäres Ziel der bisher durchgeführten orientierenden Balkenversuche war die Untersuchung des Einflusses der Stahlfasern auf die Querkrafttragfähigkeit. Dazu wurden gleichartige Probekörper mit 4-Punkt-Belastung aus gefaserten und ungefaserten UHPC experimentell untersucht. Um die Wirkung des Faserzusatzes als Querkraftbewehrung deutlich hervortreten zu lassen, wurde zunächst auf die Anordnung einer Querbewehrung verzichtet. Alle Versuchskörper waren deswegen zwischen den Lagerpunkten nur mit Stabstahl in Längsrichtung bewehrt. Wie Abbildung 4.1-1 zeigt, wurde diese Bewehrung am Balkenende nach oben geführt und mit je einen Umschließungsbügel versehen. Als Betonstahl wurde der zur Zeit übliche Betonstahl BST 500 verwendet. Alle Balken hatten eine Schubslankheit von ca. 3,5.

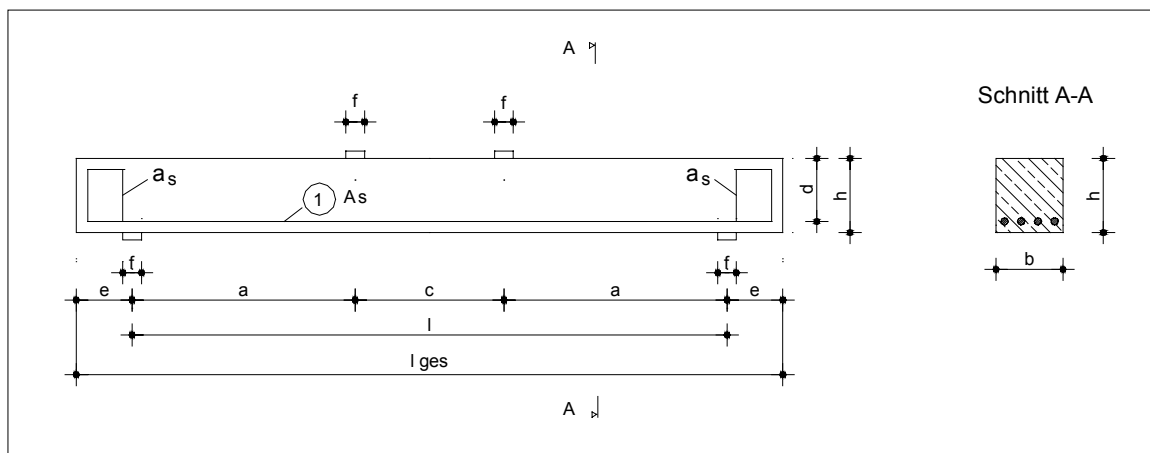


Abbildung 4.1-1: Bewehrungsführung in den Versuchskörpern

Versuch	L <sub>ges</sub>	b	h	l	d	f	a	a/d	A <sub>c</sub>	A <sub>s</sub>		A <sub>s</sub> /A <sub>c</sub>
[-]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[-]	[cm <sup>2</sup> ]	[-]	[cm <sup>2</sup> ]	[%]
S1	190,00	18,00	20,00	160,00	17,20	5,0	60,00	3,49	309,60	4Ø16	8,04	2,60
S2	190,00	17,70	20,00	160,00	17,00	5,0	60,00	3,53	300,90	4Ø20	12,56	4,19
S3	190,00	17,70	20,00	160,00	17,00	5,0	60,00	3,53	300,90	4Ø20	12,56	4,19
S4	190,00	18,00	20,50	160,00	17,70	5,0	60,00	3,39	318,60	4Ø16	8,04	2,52
SF1	190,00	17,80	20,00	160,00	16,20	5,0	60,00	3,70	288,36	4Ø20+4Ø16	20,64	7,16
SF2	190,00	18,00	20,50	160,00	17,50	5,0	60,00	3,43	315,00	4Ø20	12,56	4,00
SF3	190,00	18,00	20,00	160,00	16,40	5,0	60,00	3,66	295,20	8Ø16	16,10	5,45
SF4	190,00	18,00	20,00	160,00	20,00	5,0	60,00	3,00	360,00	CFK	2,31	-

Tabelle 4.1-1: Geometrie der Balkenversuche

#### 4.1.2. Versuchseinrichtung und Versuchsdurchführung

Die Balkenversuche wurden auf einer 6,3 MN Hydropulsanlage durchgeführt. Die Belastung wurde weggesteuert über einen gelenkig in der Mitte gelagerten Lastverteilungsbalken an zwei Punkten in die Versuchsbalken eingeleitet. Die über Rollenlager eingebrachte Testlast wurde an beiden Lasteinleitungspunkten über Kraftmessdosen aufgezeichnet. Abbildung 4.1-2 zeigt ein Foto des Versuchsaufbaus. Die auftretenden Verformungen der Probekörper werden über Wegaufnehmer aufgezeichnet. In Abbildung 4.1-3 ist die Anordnung der Messaufnehmer wiedergegeben.

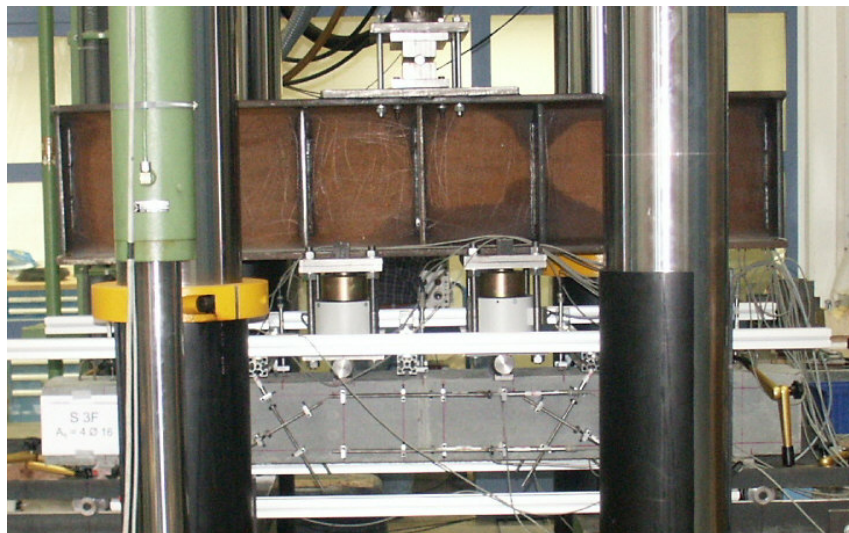


Abbildung 4.1-2: Versuchsaufbau Balkenversuche

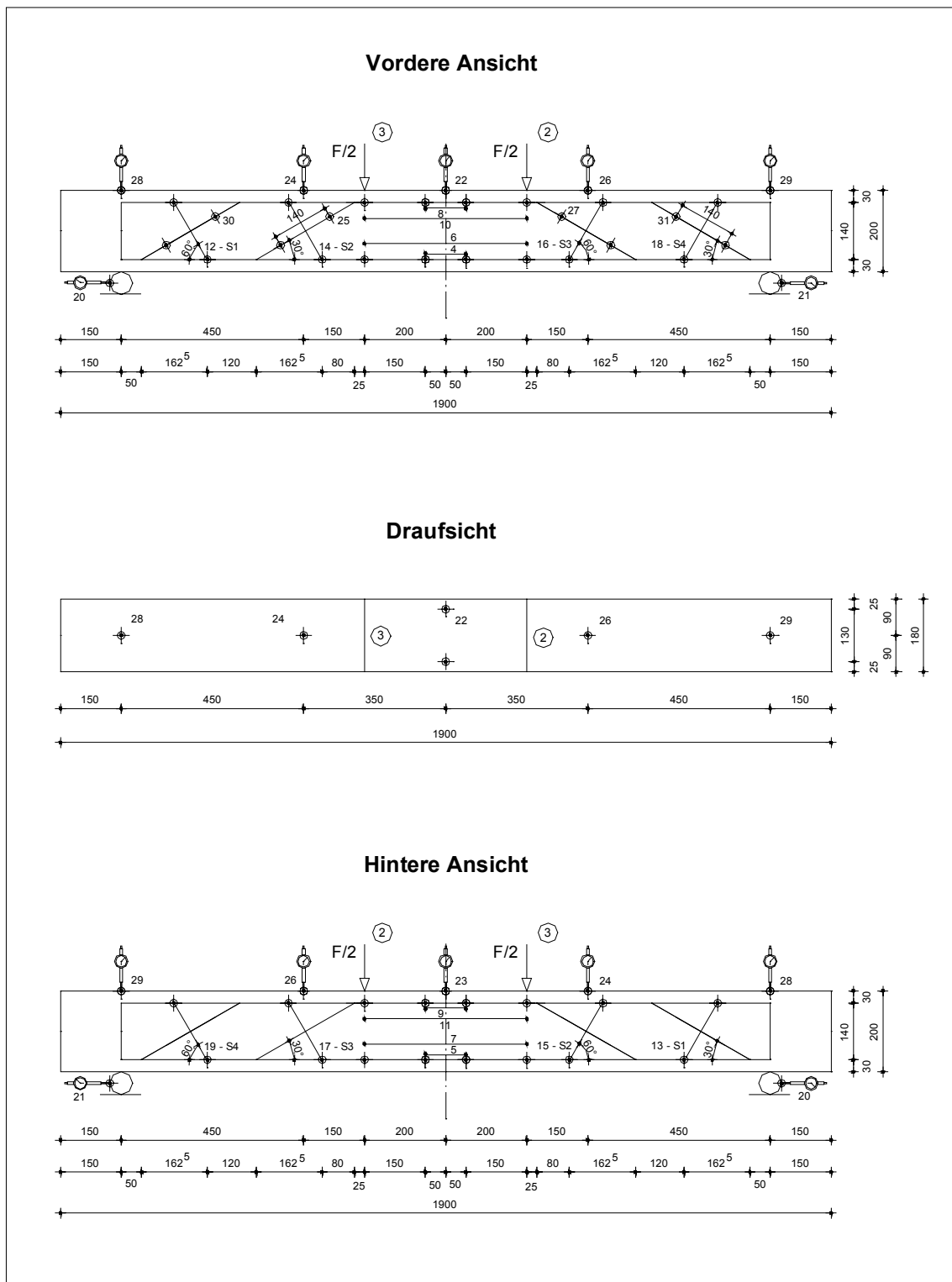


Abbildung 4.1-3: Messaufnehmeranordnung Balkenversuche

In einer ersten Testreihe wurden die Balken S1 bis S4 ohne Fasern und die Balken S1F bis S3F mit 2,5 Vol.-% Fasern mit 9 mm Länge (siehe Tabelle 4.1-1) untersucht. Außer dem Fasergehalt wurde lediglich der Bewehrungsgrad der Längsbewehrung variiert.

Bei den getesteten Balken wurde die Mischung B3Q-90°C nach Tabelle 3.2-1 verwendet. An Probezylindern ( $D = 150 \text{ mm}$ ,  $H = 300 \text{ mm}$ ) wurde die Betondruckfestigkeit mit einer Verformungsgeschwindigkeit von  $0,05 \text{ mm/sek}$  weggesteuert ermittelt. Es wurden jeweils 2 Zylinder am Tag der Versuchsdurchführung getestet.

Sowohl die Probekörper als auch die Zylinder zur Druckfestigkeitsprüfung wurden 2 Tage nach dem Betonieren ausgeschalt und dann für 48 Stunden bei  $90^\circ \text{ C}$  wärmebehandelt. Die weitere Lagerung der Proben erfolgte bei Raumklima (etwa  $20^\circ \text{ C}$ , 50% r.F.).

An den untersuchten Balken wurden keine Risse festgestellt, die infolge Behinderung des Schwindens durch die nicht vorgespannte Längsbewehrung verursacht sein konnten. Dennoch muss dieser Punkt bei nachfolgenden Untersuchungen insbesondere im Hinblick auf die Parameter Bewehrungsgrad, Bruchenergie  $G_F$  des Betons und Faserzusatz beachtet werden, sofern nicht ohnehin einer eventuellen Neigung zur Rissbildung durch Vorspannung wirksam begegnet wird.

#### 4.1.2.1. Versuchsergebnisse der ungefaserten Balken

Alle 4 geprüften Versuchskörper versagten infolge Schubzugbruch (s. Abb. 4.1-4 + 4.1-5). Während der Laststeigerung zeigten die Balken im unteren Bereich Biegerisse, welche sich nach dem Entlasten weitgehend wieder geschlossen haben (s. Abb. 4.1-4). Tabelle 4.1-2 gibt einen Überblick über die erreichten Bruchlasten und die Ergebnisse der begleitenden Bestimmung der Betondruckfestigkeit an Zylindern 150/300 mm.

Versuch	Bruchquerkraft	Zylinderdruckfestigkeit $f_c$		
		Zylinder 1	Zylinder 2	Mittelwert
	[kN]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
S1	66,0	180,4	178,9	179,6
S2	87,5	194,2	179,0	186,6
S3	85,0	184,1	189,5	186,8
S4	82,5	183,7	187,5	185,6

Tabelle 4.1-2: Bruchlasten Balken S1 bis S4

Das Versagen trat bei allen Probekörpern ohne Vorankündigung auf. Allerdings behielten alle Probekörper nach dem Erreichen der Höchstlast noch mindestens 50%



ihrer Tragfähigkeit (s. Abb. 4.1-7). Die Versuche S2 und S4 konnten nach einer Entlastung und Wiederbelastung sogar noch ca. 80 % der Bruchlast aufnehmen. Abbildung 4.1-5 zeigt, dass beim Versagen Bereiche spröde heraus geplatzt sind.

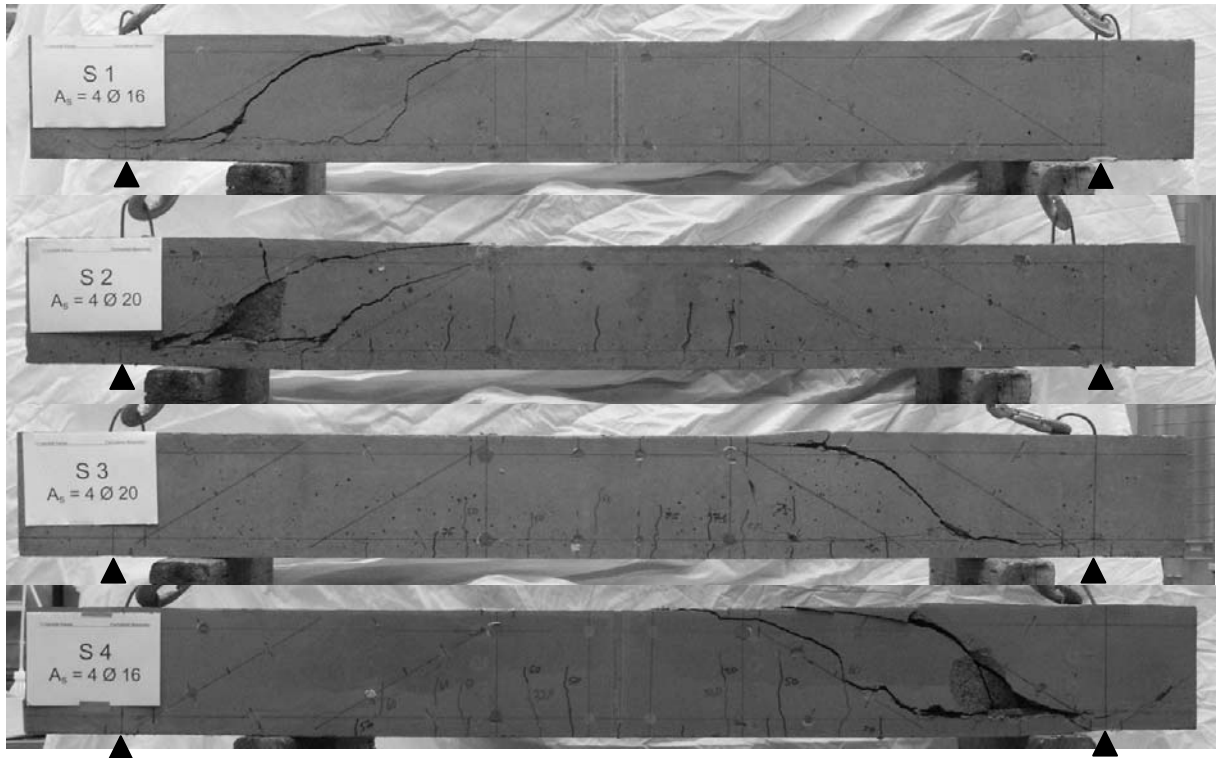


Abbildung 4.1-4: Probekörper S1 – S4

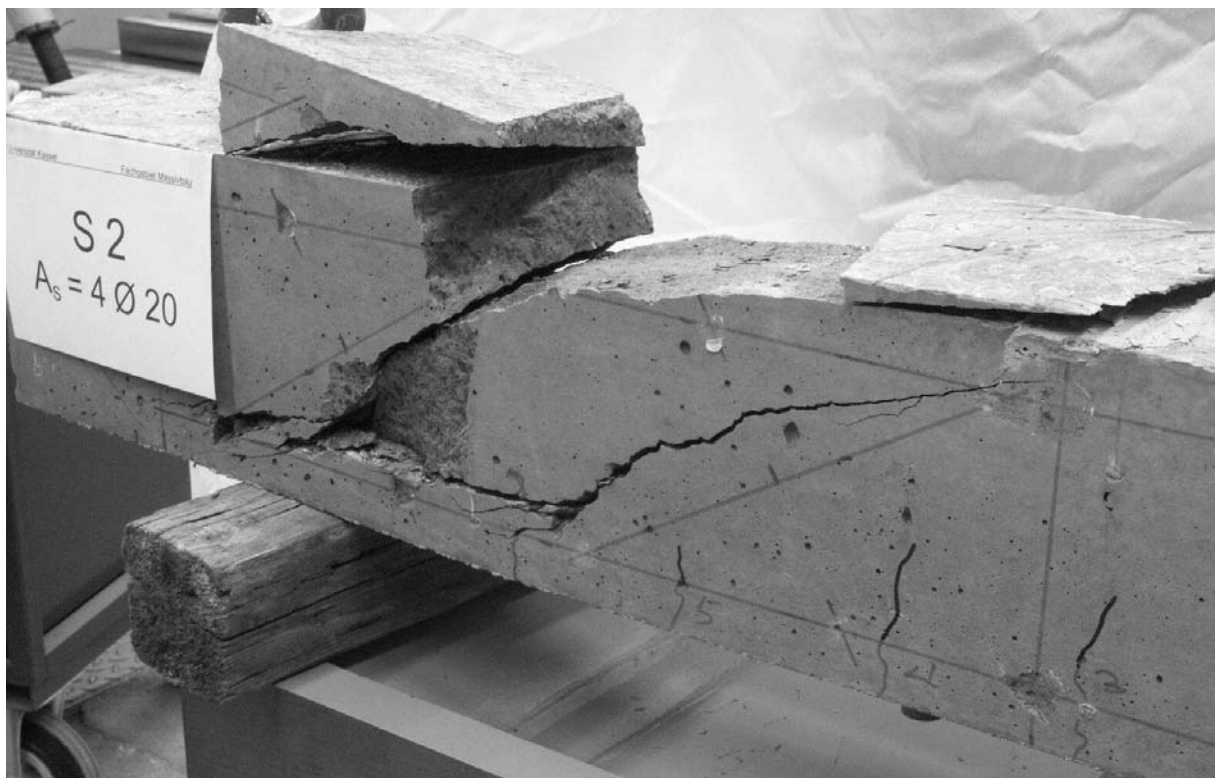


Abbildung 4.1-5: Versagensbild Probekörper S2



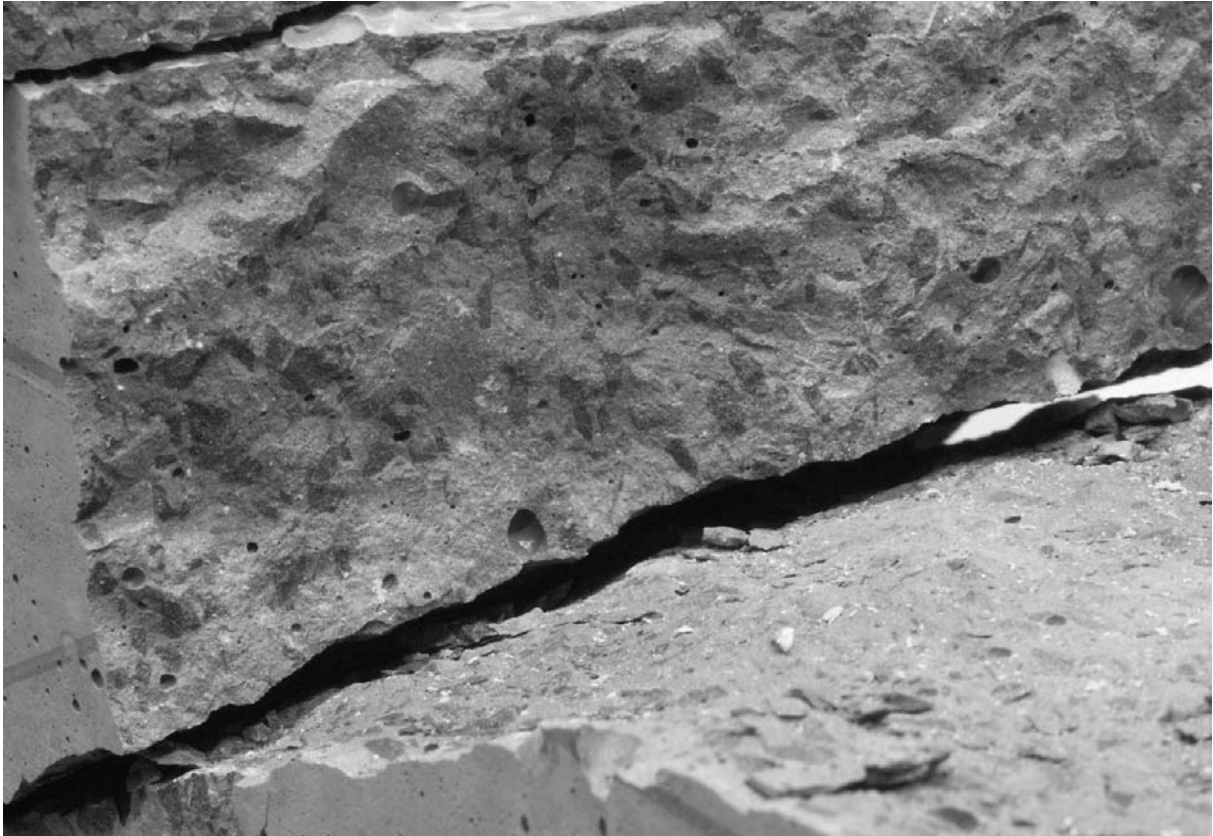


Abbildung 4.1-6: Bruchfläche Probekörper S2

Aus Abbildung 4.1-6 ist erkennbar, dass der Riss, wie schon vom Hochfesten Beton bekannt, durch das Zuschlagskorn geht.

Die Kraft – Verformungsverläufe in Abbildung 4.1-7 lassen bereits bei ca. 10 kN Querkraft einen Knick erkennen. Bei dieser Belastung konnten die ersten feinen Biegerisse beobachtet werden.

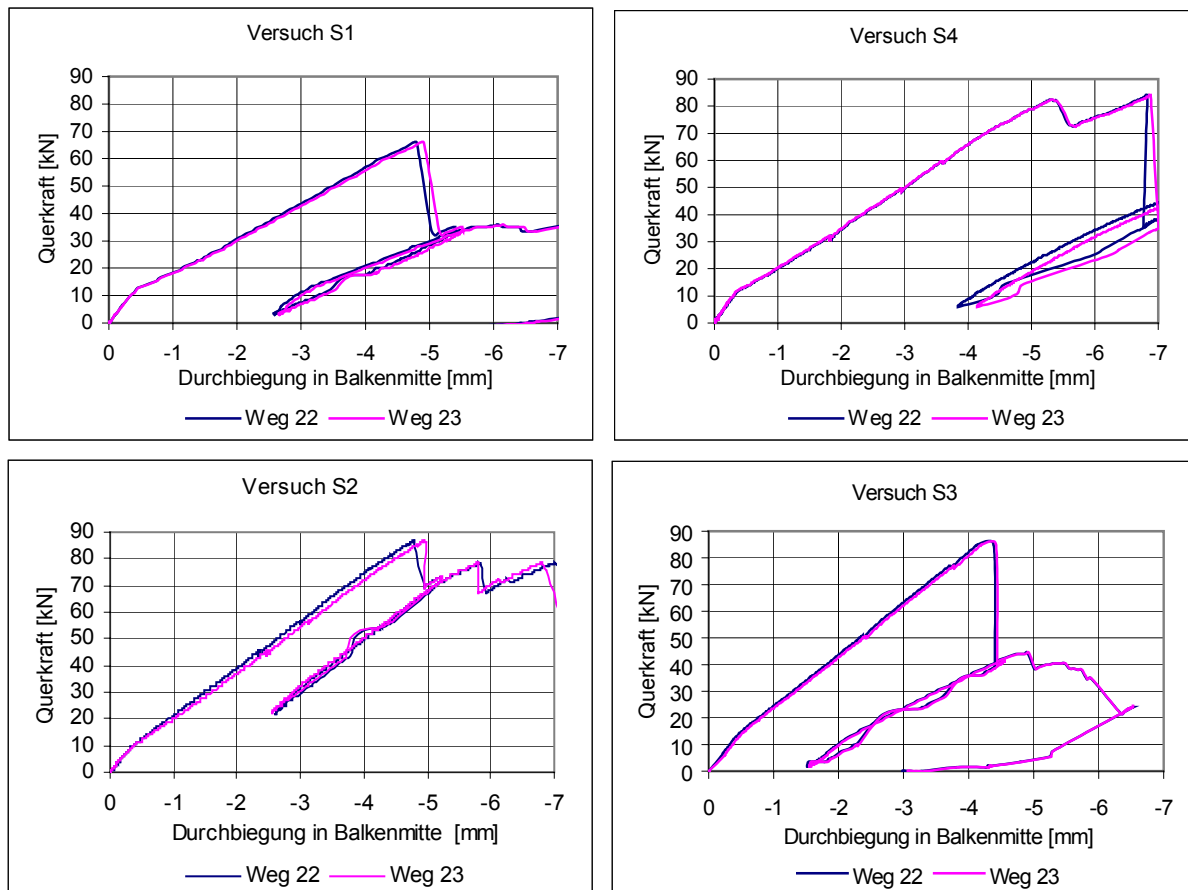


Abb. 4.1-7: Querkraft – Verformungs-Linien in Balkenmitte

#### 4.1.2.2. Versuchsergebnisse der gefaserten Balken ohne Schubbewehrung

Tabelle 4.1-3 gibt einen Überblick über die erreichten Bruchlasten und die Ergebnisse der begleitenden Bestimmung der Beton-Festigkeiten.

Versuch	Bruchquerkraft [kN]	Zylinderdruckfestigkeit $f_c$		
		Zylinder 1 [N/mm <sup>2</sup> ]	Zylinder 2 [N/mm <sup>2</sup> ]	Mittelwert [N/mm <sup>2</sup> ]
S1F	291	202,4	205,9	204,1
S2F	213	204,1	211,2	207,6
S3F	254	198,1	194,8	196,4

Tabelle 4.1-3: Bruchlasten Balken S1F bis S3F

Bei dem Probekörper S1F mit dem sehr hohen Bewehrungsgrad von 7,16 % trat nach einem anfänglichen Versagen der Druckzone mit sichtbaren plastischen Verformungen (siehe Abbildung 4.1-8) und deutlicher Rissaufweitung in der Zugzone in Balkenmitte ein durch den Probekörper verlaufender Schrägriss auf (siehe Abbildung 4.1-9). Bei S1F schlossen sich nach Entlastung die Biegerisse wieder

weitgehend, während bei S2F und S3F große Biegerisse verblieben. Bei den Probekörpern S2F und S3F war Biegeversagen, eingeleitet durch Stahlfließen in Feldmitte, zu verzeichnen (siehe Abbildung 4.1-10). Ein Versagen infolge Querkraft stellte sich bei den Proben S2F und S3F nicht ein. Trotz der Einschnürung der Betondruckzone in Feldmitte kam es zu keinem plötzlichen Versagen. Alle 3 Versuchskörper zeigten ein duktiles Nachbruchverhalten, wie die Querkraft-Verformungslinien der Probekörper in Abbildungen 4.1-11 und 4.1-12 zeigen. Das Versagen kündigte sich bei allen Proben akustisch durch hohe metallische Töne beim Herausziehen der Fasern an.

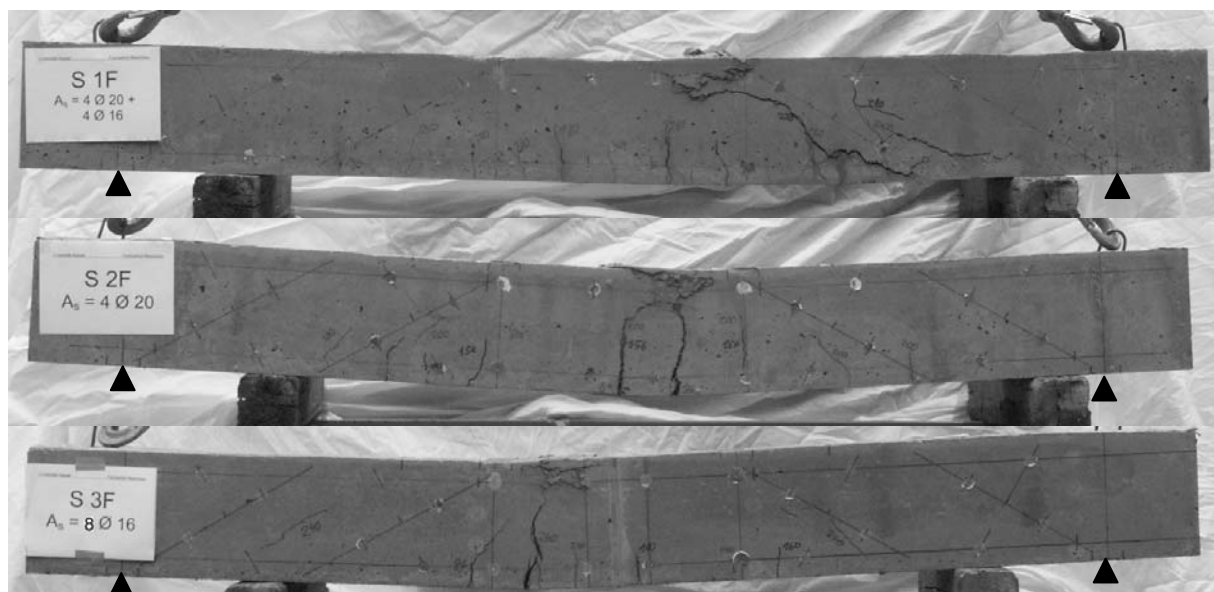


Abbildung 4.1-8: Probekörper S1F –S3F



Abbildung 4.1-9: Versagensbild S1F



Abbildung 4.1-10: Versagensbild S2F

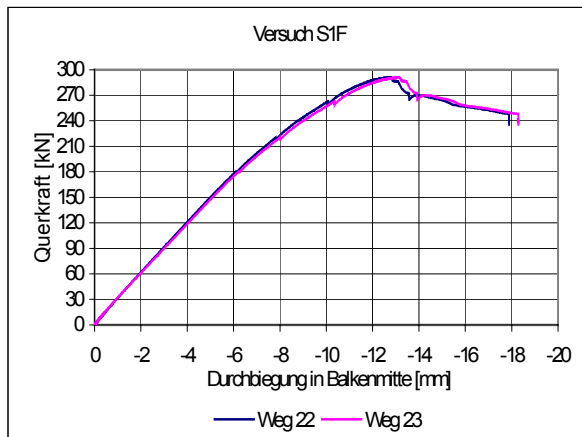


Abbildung 4.1-11a: Versuch S1F  
Querkraft – Verformungslinien

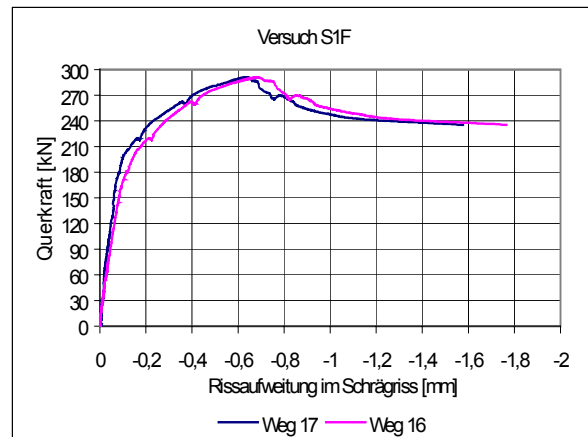


Abb. 4.1-11b: Versuch S1F  
Zusammenhang Querkraft-Rissöffnung

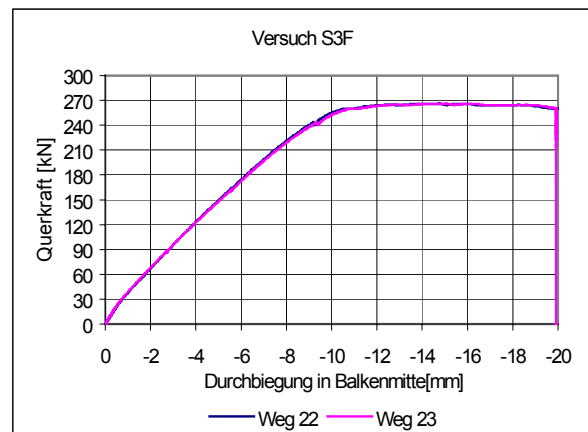
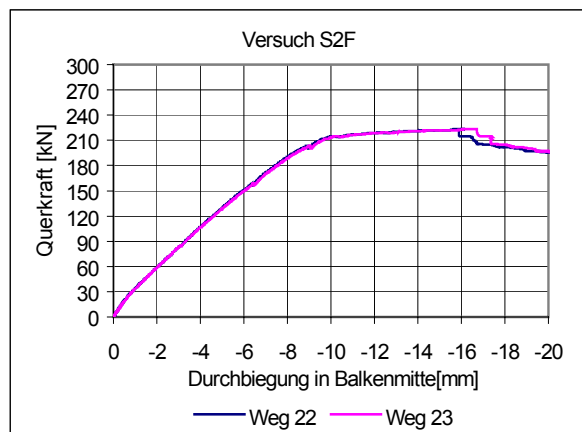


Abbildung 4.1-12: Querkraft – Verformungs-Linien Versuch S2F und S3F in Balkenmitte

### 4.1.2.3. Versuchsauswertung

Die Versuche zeigen, dass die Stahlfasern einen großen Einfluss auf die Tragfähigkeit der Balken haben. Während die Probekörper S2 und S3 ohne Stahlfasern mit einem Längsbewehrungsgrad von 4 % bereits bei einer mittleren Querkraft von 84 kN infolge Schubzugbruch versagten, konnte bei Versuchskörper S2F mit identischem Längsbewehrungsgrad die Tragfähigkeit der Längsbewehrung bis zur Fließgrenze bei einer Bruchquerkraft von 210 kN voll ausgenutzt werden und es trat kein Versagen infolge Querkraft auf. Balken S1F versagte ebenfalls bei Erreichen der rechnerischen Biegetragfähigkeit. Es bildete sich jedoch ein Schrägriss bei Erreichen der Bruchlast. Bild 4.11b zeigt, dass sich die Rissöffnung dieses Risses nach Erreichen der Maximallast mit dem Rückgang der Querkraft nicht verringerte, sondern anwuchs.

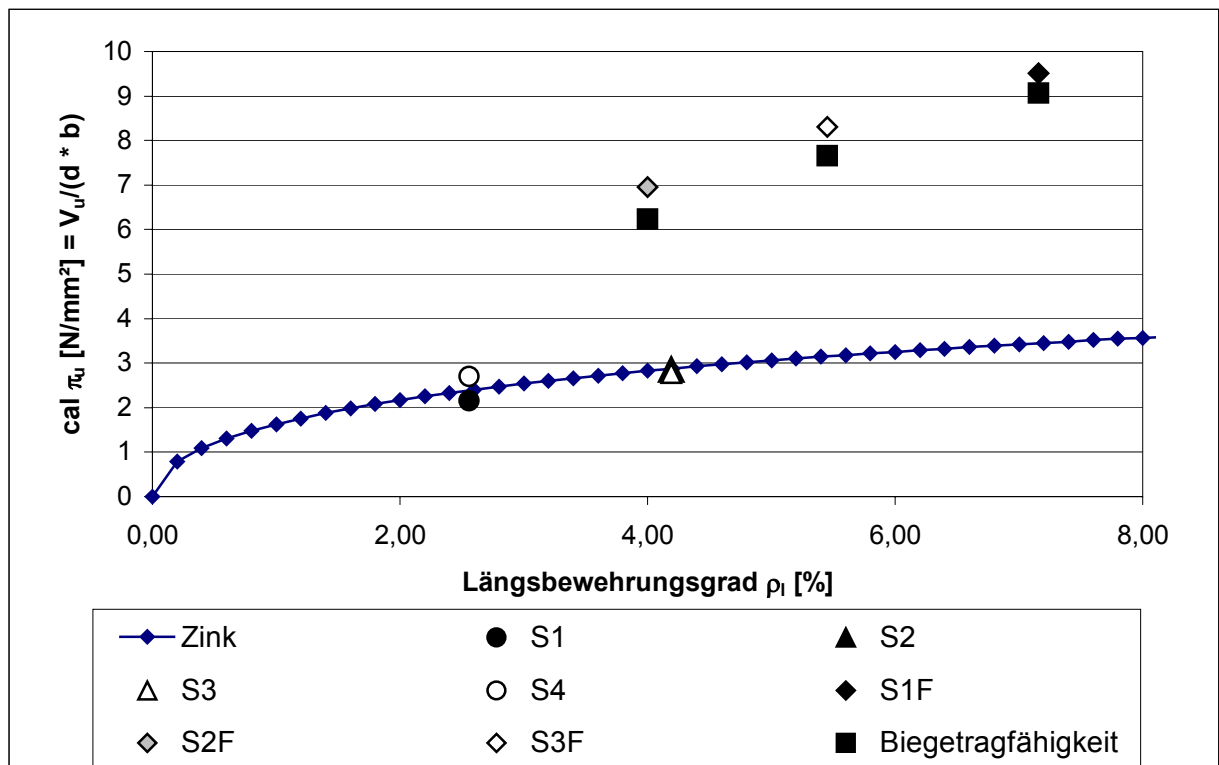


Abbildung 4.1-13: Tragfähigkeit der Balken in Abhängigkeit des Längsbewehrungsgrades  $\rho_l$

Abbildung 4.1-13 gibt die rechnerische Schubtragfähigkeit in Abhängigkeit des Längsbewehrungsgrades nach dem Rechenmodell von Zink [Z1] im Vergleich zu den Versuchsergebnissen wieder. Der Ansatz nach Zink wurde für schubslanke Balken aus ungefasertem hochfestem Beton ohne Querkraftbewehrung entwickelt. Die Bruchenergie wurde in Anlehnung an Untersuchungen für Hochfesten Beton von Remmel [R3] und Grimm [G4] mit 143 N/m angesetzt, um ungefaserten UHPC zu repräsentieren. Es zeigt sich, dass sich für die getesteten Balken aus Ultra-Hochfestem Beton ohne Fasern eine sehr gute Übereinstimmung ergibt. Die Berechnung der Kurve nach Zink wurde mit einer mittleren statischen Höhe von 170 mm durchgeführt. Die vorliegenden Versuchsergebnisse an ungefaserten Balken erlauben jedoch noch keine abschließende Aussage, ob die Abhängigkeit der Querkrafttragfähigkeit vom Längsbewehrungsgrad durch das Modell von Zink richtig beschrieben wird.

Wie in 4.1.2.1 und 4.1.2.2 beschrieben, zeigten die gefaserten Balken eine deutlich höhere Tragfähigkeit als die ungefaserten Balken. Die rechnerischen Ergebnisse der Biegetragfähigkeit, berechnet für die aktuellen Werte der statischen Höhe  $d$  bei S1F

bis S3F (siehe Tabelle 4.1-1) zeigen, dass bei den Versuchen S1F, S2F und S3F die theoretisch zu erwartende Biegetragfähigkeit erreicht wurde. Die beim Probekörper S1F mit dem höchsten Bewehrungsgrad 7.16 % beobachtete Öffnung eines Schrägrisses markiert ein kombiniertes Biege- und Schubversagen.

Im folgenden werden kurz die angesetzten Berechnungsgrundlagen der Biegetragfähigkeit dargestellt.

Die Spannungs-Dehnungs-Beziehung (Abbildung 4.1-14) des Betons wurde im Druckbereich in Anlehnung an DIN 1045-1 [D3] durch folgende Gleichungen beschrieben:

$$\frac{\sigma_c}{f_c} = - \left( \frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta} \right) \quad (62)$$

mit:

$$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1} \quad (63)$$

$$k = -n \cdot E_{cm} \cdot \varepsilon_{c1} / f_c \text{ und } n = 1,1 \quad (64)$$

$$n = 1,0 \text{ (UHPC)}$$

Dabei ist:

$\varepsilon_{c1}$  Dehnung beim Höchstwert der Betondruckspannung

$E_{cm}$  Elastizitätsmodul

$f_c$  Höchstwert der ertragenen Betondruckspannung

Gl. (62) bis (64) der DIN 1045-1, jedoch in Gl. (64) Vorfaktor 1,0 anstelle 1,1.

Hierin wurden für die Berechnung der Biegetragfähigkeit  $f_c$  zu 180 N/mm<sup>2</sup>,  $\varepsilon_{c1} = \varepsilon_{cu}$  zu -4,0 ‰ sowie  $E_c$  zu 50.800 N/mm<sup>2</sup> ( $=9000 \cdot f_c^{1/3}$ ) angenommen. Für den ungerissenen und gerissenen Zugbereich wurde ein linearer Zusammenhang zwischen den Verzerrungen und den Spannungen bis zum Erreichen der Zugfestigkeit unterstellt. Diese wurde nach Gleichung  $f_{ctm} = 2,12 \ln(1+f_{cm}/10)$  (entspricht analytischer Beziehung für  $f_{ctm}$  nach Tabelle 9 der DIN 1045-1 für Beton ab C55/67) mit  $f_{ct} = 6,2$  N/mm<sup>2</sup> in Rechnung gestellt.

Werkstoffkennwerte für den Betonstahl:  $f_y = 570$  N/mm<sup>2</sup>

$$f_t = 600 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{su} = 3 \%$$

$$E_s = 200.000 \text{ N/mm}^2$$

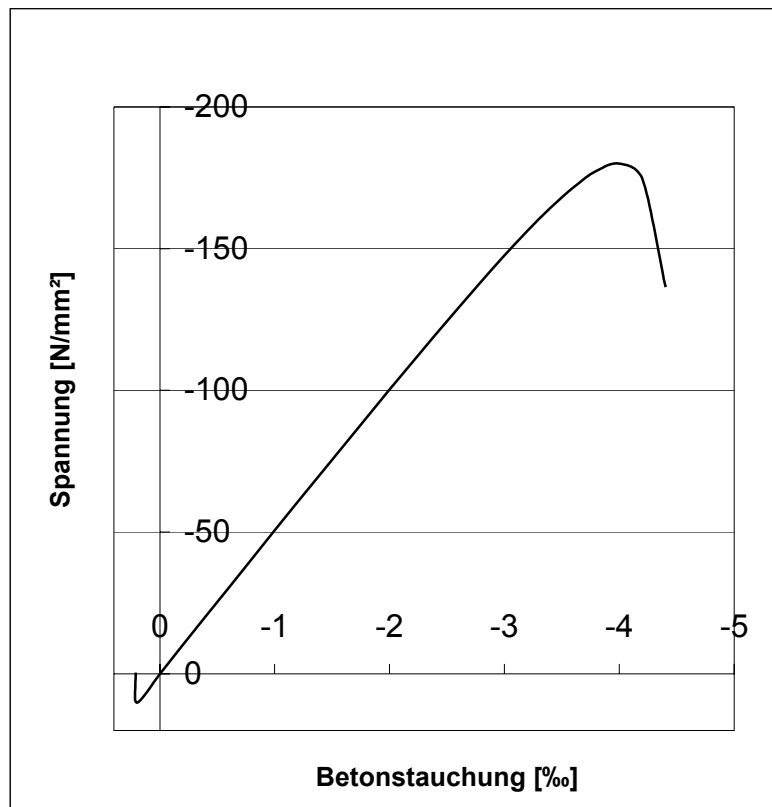


Abbildung 4.1-14: Spannungs-Dehnungs-Beziehung UHPC 180

Versuche an ungefaserten UHPC-Balken mit Bügelbewehrung sind geplant, um vergleichend Tragfähigkeiten zwischen gefaserten und ungefaserten UHPC-Balken bei gleicher Biegezugbewehrung zu ermitteln und das Zusammenwirken von Fasern und konventioneller Querkraftbewehrung zu untersuchen.

## 5. Zusammenfassung

Die Technologie des Ultra-Hochfesten Betons mit einer Druckfestigkeit von rd. 150 bis 230 N/mm<sup>2</sup> ist inzwischen soweit entwickelt, dass er mit geeigneten, örtlich vorhandenen Ausgangsstoffen gezielt hergestellt werden kann. Im Rahmen eines von der Deutschen Forschungsgemeinschaft finanzierten Forschungsvorhabens wurden an der Universität Kassel grundlegende Fragen der Mischungszusammensetzungen und ihrer rechnerischen und stofflichen Optimierung, ihres Einflusses auf die Frisch- und Festbetoneigenschaften und der Widerstand von Ultra-Hochfestem Beton gegen Witterungsbeanspruchungen und gegen chemischen Angriff untersucht.

**5.1** Ultra-Hochfester Beton mit einer Druckfestigkeit von rd. 150 bis 250 N/mm<sup>2</sup> kann im Labor mit handelsüblichen Betonausgangsstoffen und mit der üblichen Misch- und Verdichtungstechnik zielsicher hergestellt werden, und zwar sowohl als Feinkornbeton mit einem Größtkorn von 0,5 bis 1 mm als auch mit Gesteinskörnungen mit einem Größtkorn bis zu 8 mm, ggf. auch bis 16 mm. Verwendet wurden Portlandzement CEM I 52,5 R HS/NA, hochreiner Silicastaub, Quarzmehle unterschiedlicher Mahlfeinheit, Quarzsand, Basaltzuschlag 2/8 oder 2/16 mm, ausgewählte Fließmittel und feine Stahlfasern.

**5.2** Die Frischbetoneigenschaften, das Festigkeits- und Verformungsverhalten des Festbetons und seine wesentlichen Dauerhaftigkeitskennwerte wurden exemplarisch an zwei zuvor in umfangreichen Vorversuchen ausgewählten Betonen durchgeführt. Es handelte sich dabei einmal um einen Feinkornbeton mit einem Größtkorn von rd. 0,5 mm und mit einem entsprechend hohen Zementgehalt von 733 kg/m<sup>3</sup> (M1Q), wie er ähnlich auch bei anderen Untersuchungen verwendet wurde. Für UHPC neu war ein Grobkornbeton etwa gleicher Druckfestigkeit mit einem Größtkorn von 8 mm und einem deutlich niedrigeren Zementgehalt von 580 kg/m<sup>3</sup> (B3Q). Der Wasser-Zementwert betrug beim Feinkornbeton 0,24 und beim Grobkornbeton 0,28.

**5.3** Zum Mischen wurde je nach der benötigten Betonmenge ein 30-Liter oder ein 500-Liter Labor-Zwangsmischer verwendet. Um die verschiedenen Komponenten des feinstoffreichen Betons ausreichend homogen zu mischen und um das



Fließmittel voll wirksam werden zu lassen, sind insbesondere bei größeren Betonmengen längere Mischzeiten erforderlich als bei Normalbeton. Sie lagen bei den Versuchen zwischen 5 und 10 Minuten. Bei größeren Betonmengen stieg die Frischbetontemperatur im Mischer dabei bis auf etwa 40°C. Der Beton steifte dadurch deutlich schneller an. Möglicherweise kann die Mischzeit verkürzt werden, wenn statt der hier verwendeten Laborzwangsmischer mit üblicher Mischwirkung Mischer mit hoher Mischintensität verwendet werden.

Verdichtet wurden alle Betonprobekörper mit handelsüblichen Rüttelflaschen.

**5.4** Die Konsistenz des Frischbetons wurde ganz wesentlich vom Gehalt und von der Kornzusammensetzung der Feinststoffe mit einem Größtkorn von weniger als 0,125 mm (Zement, Silikastaub, Zusatzstoffe) im Bindemittelleim bestimmt. Allein dadurch, dass die Mengenanteile und die Feinheit der Feinststoffe rechnerisch und experimentell so optimal aufeinander abgestimmt wurden, dass das Feinstkorn sehr hohlraumarm zusammengesetzt war, wurde der Frischbeton statt weich/plastisch fließfähig und praktisch selbstverdichtend.

Festgestellt wurde auch, dass verschiedene Fließmittel mit unterschiedlichen oder auch mit den gleichen Wirkstoffgruppen sehr unterschiedlich in ihrer Verflüssigungsleistung sind und das Erstarren des Betons unterschiedlich lange verzögern können. Beide Gesichtspunkte sind bei der Zusammensetzung von UHPC im Einzelfall zu berücksichtigen.

**5.5** Beide Betone wurden auf verschiedene Art gelagert und vorbehandelt. Je nach der verzögernden Wirkung des verwendeten Fließmittels wurden die Probekörper nach 24 oder 48 Stunden ausgeschalt. Sie wiesen zu diesem Zeitpunkt bereits eine Druckfestigkeit von ca. 80 N/mm<sup>2</sup> auf. Direkt nach dem Ausschalen wurden sie entweder bis zur Prüfung nach 7 oder 28 Tagen bei 20°C unter Wasser gelagert oder sie wurden rd. 48 Stunden lang bei 90°C in trockener Luft wärmebehandelt und danach im Normklima bei 20°C und 65% rel. Luftfeuchte gelagert.

Die Druckfestigkeit der wärmebehandelten Betonprüfkörper war nach 7 Tagen i.M. rd. 40% größer als die der wassergelagerten. Je nach deren weiteren Lagerung

verringerte sich der Festigkeitsunterschied mit zunehmendem Alter im allgemeinen auf etwa 20%.

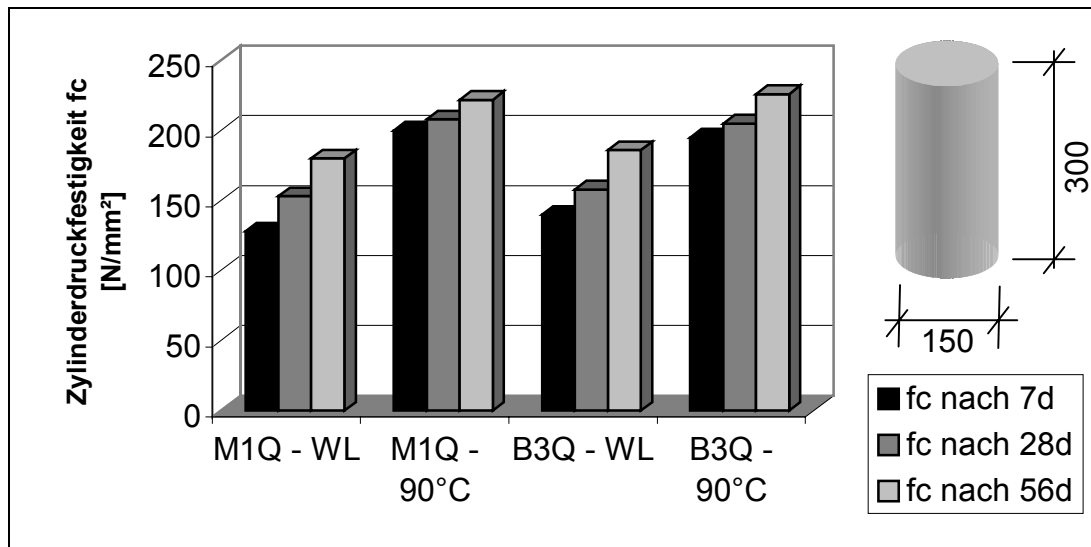


Abbildung 5-1: Entwicklung der Zylinderdruckfestigkeit in Abhängigkeit vom Probenalter

**5.6** Die Druckfestigkeit von praktisch vollständig verdichtetem Normalbeton hängt im Wesentlichen von seinem w/z-Wert ab, der wiederum ein indirektes Maß für die Porosität des Betons ist. Dies gilt prinzipiell auch für UHPC. Bei den hier durchgeführten Untersuchungen wurde aber festgestellt, dass die an sich hohe Druckfestigkeit von UHPC darüber hinaus noch um rd. 20% oder mehr anstieg, wenn bei gleichem w/z-Wert das Feststoffvolumen in der Matrix vergrößert wurde. Wie bei der Frischbetonkonsistenz wurde dies dadurch erreicht, dass die Kornzusammensetzung des Feinstkorns verbessert und dadurch seine Packungsdichte erhöht und die Porosität des Betons weiter verringert wurden.

Dies bedeutet, dass bei UHPC nicht nur der „klassische“ w/z-Wert sondern zusätzlich auch der volumenbezogene Wasser/Feinstoffwert

$$w/F_v = w / [\text{Vol. (z+ Zusatzstoffe)}]$$

eine wesentliche zusätzliche Steuerungsgröße für die Druckfestigkeit darstellt.

Die verbesserte Packungsdichte der Matrix spiegelte sich auch in der gegenüber Normalbeton weiter verbesserten Dauerhaftigkeit des Betons wieder, siehe Punkt 5.13.ff. Umgekehrt ergaben orientierende Versuche, dass ein Teil des bislang hohen

Zementgehaltes durch inertes Feinstkorn ersetzt werden konnte, ohne dass die Festigkeit beeinträchtigt wurde. Dadurch können z.B. das (autogene) Schwinden und die Hydratationswärmeentwicklung günstig beeinflusst werden.

Offen ist allerdings die Frage, ob solche zementärmeren, aber feinkornoptimierten UHPC die gleiche hohe Dauerhaftigkeit aufweisen wie die hier untersuchten Betonmischungen.

Den Möglichkeiten und Grenzen, die der Wasser/Feststoffwert für die betontechnologische Gestaltung von UHPC, aber auch von Hochleistungs- und von Normalbeton bietet, sollte weiter nachgegangen werden. Möglicherweise zeigt sich hier ein neuer betontechnologischer Ansatz für die Herstellung noch wirtschaftlicherer und nachhaltigerer Betone.

**5.7** Die einaxiale 28-Tage-Zugfestigkeit der untersuchten Betone ohne Fasern betrug je nach Vorbehandlung etwa 7,0 N/mm<sup>2</sup>, die Biegezugfestigkeit bei Balken bis zu 11 N/mm<sup>2</sup> und bei Prismen bis zu 22 N/mm<sup>2</sup>. Dies waren etwa 2,7 % der Druckfestigkeit.

Mit 2,5 Vol.-% 6 bis 9 mm langen Stahlfasern mit einem Durchmesser von 0,15 mm stieg die Zugfestigkeit je nach der Konsistenz des Frischbetons, dem Mörtelanteil und dem Größtkorn des Betons sowie der Art und der Herstellung der Prüfkörper bis auf Werte zwischen 8,0 und 16,0 N/mm<sup>2</sup> und die Biegezugfestigkeit bei Balken auf 25 N/mm<sup>2</sup> und bei Prismen auf bis zu 36 N/mm<sup>2</sup> an.

Die ungewöhnlich großen Unterschiede in der Zug- und der Biegezugfestigkeit waren teilweise auf die unterschiedliche Geometrie der Prüfkörper zurückzuführen.

Wesentlicher dürfte aber vermutlich gewesen sein, dass die Fasern in den liegend, aus mörtelreicherem Feinbeton hergestellten Prismen ausgeprägter in Richtung der Zugbeanspruchung orientiert und damit wirksamer waren als z.B. in stehend hergestellten, danach in Längsrichtung auf Zug geprüften Zylindern.

**5.8** Bei UHPC ohne Fasern stieg die Verformung bei kurzzeitiger Druck-, Zug- und Biegezugbeanspruchung fast bis zum Erreichen der Festigkeit weitgehend linear an. Die Prüfkörper versagten dann schlagartig. Wurden sie im Druckversuch vorher

wieder entlastet, so verhielt sich der Beton bis zu einer Belastung von etwa 85 bis 90 % der Höchstlast vollständig elastisch.

Mit einer ausreichenden Menge der o.a. Stahlfasern – bei den Versuchen 2.5 Vol-% - wurde erreicht, dass die Prüfkörper bei Erreichen sowohl der Druck- als auch der Zug- und Biegezugfestigkeit nicht mehr schlagartig versagten. Nach Erreichen der Festigkeit nahm die Lastaufnahme – je nach Fasergehalt und Betonzusammensetzung unterschiedlich – langsam ab. Die Betone verhielten sich nach dem Bruch duktil.

Wie bei der Zug- und der Biegezugfestigkeit wurden wiederum größere Unterschiede festgestellt, die auch hier im Wesentlichen durch die unterschiedliche Orientierung der Fasern im Festbeton verursacht worden sein dürften. Für die sichere Bemessung von Bauteilen aus faserhaltigem UHPC ist es deshalb unerlässlich, den Ursachen für die offenbar unterschiedliche Faserorientierung und die Auswirkung auf den Festbeton intensiv nachzugehen. Zudem muss festgestellt werden, mit welchen Maßnahmen bei der Herstellung sichergestellt werden kann, dass sich die Fasern möglichst weitgehend an der Lastaufnahme beteiligen und dass die angestrebten Baustoffkennwerte immer sicher erreicht werden.

**5.9** Der Elastizitätsmodul der geprüften UHPC lag zwischen 48.000 und 55.000 N/mm<sup>2</sup> bei einer mittleren Zylinderdruckfestigkeit von 200 N/mm<sup>2</sup>. Der Elastizitätsmodul nimmt mit zunehmender Festigkeit unterproportional zu. Nach dem Ansatz  $E_{cm} = 9,5 \cdot (f_{cm})^{1/3}$  der DIN 1045-1 wäre ein Elastizitätsmodul von 54600 N/mm<sup>2</sup> zu erwarten. Für die Bemessung von UHPC erscheint ein E-Modul von 50000 N/mm<sup>2</sup> angemessen.

Die ermittelte Querdehnzahl  $\nu_c$  im elastischen Bereich lag zwischen 0,16 und 0,24. Ein Zuwachs der Querdehnzahl konnte erst ab einer Spannung von ca. 80 % der Druckfestigkeit festgestellt werden.

Kennzeichnend für UHPC sind seine insgesamt niedrige Porosität und der besonders niedrige Anteil an Kapillarporen. Der gesamte Porenanteil der hier untersuchten, praktisch vollständig verdichteten UHPC lag überwiegend bei rd. 6 Vol.-%, der

Kapillarporenanteil zwischen 1,5 und 1,8 Vol.-%. Dies sind z.B. nur etwa 20 % der bei einem zum Vergleich geprüften Normalbetons C 45 festgestellten Kapillarporen.

**5.10** Das autogene (chemische) Schwinden vollständig versiegelter Prüfkörper führte innerhalb von 100 Stunden nach ihrer Herstellung je nach Betonzusammensetzung und Zementgehalt zu einer relativen Verkürzung von  $-0,40$  mm/m bis  $-0,50$  mm/m. An Hochfesten Betonen wurden Werte bis zu rd.  $0,30$  mm/m festgestellt [M3].

**5.11** Das Gesamtschwindmaß – Summe aus autogener Schwindverformung nach 48 Stunden und Trocknungsschwindmaß – von Prüfkörpern des besonders bindemittel- und feinkornreichen Feinbetons M1Q ohne Fasern, die nach dem Ausschalen nach 1 Tag dauernd im Normklima gelagert wurden, betrug nach 150 Tagen rd.  $-0,93$  mm/m. Bei den wärmebehandelten Prüfkörpern des gleichen Betons wurde bereits während der Wärmebehandlung annähernd das Endschwindmaß von  $-1,06$  mm/m erreicht. Trotz des hohen Bindemittelgehaltes war das Endschwindmaß des UHPC mit seinem niedrigen w/z-Wert von  $0,24$  nicht größer als dasjenige von üblichem Normalbeton mit w/z-Werten zwischen  $0,40$  und  $0,60$ .

Das Schwindmaß des grobkörnigen, bindemittelärmeren Betons B3Q war bei jeweils gleicher Lagerung mit  $-0,73$  bis  $-0,81$  mm/m erwartungsgemäß um etwa 25 % kleiner als das des feinkörnigen UHPC.

**5.12** Die nach Formel 60 der DIN 1045-1 ermittelte Kriechzahl  $\phi$  betrug für die wärmebehandelten Fein- wie Grobkornbetone nach 90 Tagen  $0,2$ . Die wassergelagerten Prüfkörper des Grobkornbetons B3Q weisen eine Kriechzahl von  $0,5$  auf.

**5.13** Als wesentliche Dauerhaftigkeitsparameter wurden der Widerstand gegen Carbonatisierung, gegen Frost-Tausalz-Angriff und gegen Sulfatangriff von außen sowie die Möglichkeit untersucht, dass die Struktur von wärmebehandeltem UHPC dadurch geschädigt wird, dass sich in seinem Innern sekundäres Ettringit bildet.

**5.14** Die Carbonatisierung der Randzone war bei den im Normklima gelagerten Prüfkörpern beider Betone erst nach rd. 90 Tagen messbar. Sie erreichte nach 2

Jahren maximal rd. 1,3 mm. Bei Außenbewitterung wurden nach 3 Jahren 1,5 bis 2,5 mm gemessen.

**5.15** Der Frost-Tausalz-Widerstand wurde im CDF-Verfahren mit bis zu 112 Frost-Tau-Wechseln geprüft. Der oberflächliche Masseverlust erreichte maximal rd. 700 g/m<sup>2</sup> und i.M. nur rd. 200 g/m<sup>2</sup>. Dies lässt auf einen sehr hohen Frost-Tausalz-Widerstand der untersuchten UHPC schließen.

**5.16** Im Kurzzeitversuch drangen Chloridionen innerhalb von 6 h nur etwa 0,1 cm in den Beton ein. Bei einem zum Vergleich geprüften C 55/67 mit einem w/z-Wert von 0,50 wurden Chloridionen noch in 2,3 cm Tiefe festgestellt.

**5.17** Sekundärettringit wurde weder in den bei 90°C trocken wärmebehandelten noch bei den 28 Tage unter Wasser erhärteten und danach für bislang 120 Tage wechselnd an Luft und in Natriumsulfatlösung (Konzentration 16,1 g/100 ml) gelagerten Prüfkörpern festgestellt. Nur in künstlich vorgeschädigten Prüfkörpern mit zahlreichen Mikrorissen war vereinzelt Ettringit vorhanden, allerdings nicht in schädlicher Menge. Die Versuche werden fortgeführt.

**5.18** Prüfkörper sowohl aus Feinbeton als auch mit Basaltzuschlag bis 8 mm zerfielen bei einer Brandbeanspruchung nach der ETK 45 und 90 schlagartig in einzelne Teile. Mit – je nach Zuschlag des Betons – 0,30 bis 0,60 Vol.-% feinen Polypropylenfasern konnte der Brandwiderstand so deutlich verbessert werden, dass lediglich feine Risse in den Randzonen der Körper auftraten.

**5.19** Bei Druckschwellbelastung mit einer Unterlast von 5 % und einer Oberlast zwischen 45 und 85 % der Druckfestigkeit verhielt sich UHPC mit 2.5 Vol.-% Fasern ähnlich wie Normalbeton. Mit abnehmender Oberlast nahm bei halblogarithmischer Darstellung die Anzahl der Lastwechsel bis zum Bruch annähernd linear zu. Bei einer Oberlast von rd. 45 % der Bruchlast ertrugen die geprüften Zylinder 2 Mio. Lastwechsel ohne zu versagen.

**5.20** Die zur Zeit durchgeführten Bauteilversuche an bewehrten UHPC – Balken zum Schub- und Biegetragverhalten zeigten bei den gefaserten Proben ein sehr

duktilen Nachbruchverhalten. Tendenziell zeigte sich, dass die Bemessungsmodelle für hochfesten Beton auch auf Bauteile aus Ultrahochfesten Beton übertragen werden können.

In der nachfolgenden Tabelle sind noch einmal die wesentlichen Festbetonkennwerte der untersuchten Ultra-Hochfesten Betone zusammengestellt.

Beton		M1Q Wasser- lagerung	M1Q 90°C	B3Q Wasser- lagerung	B3Q 90°C
Druckfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	7d	128	200	140	195
Zylinder 150/300 mm	28d	153	208	158	205
zent. Zugfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	28d	7 – 15			
Biegezugfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]					
Balken	7d	11,1	22,1	18,3	18,0
700x150x150 mm	28d	13,3	22,2	20,4	17,9
Prismen	7d		34,7		26,3
160*40*40 mm	28d		35,7		29,3
Bruchenergie mit 2,5 Vol.-% Stahlfasern	28d	12.900 - 19.800 N/m			
E-Modul	28d	48.000 – 55.000 N/mm <sup>2</sup>			
Querdehnzahl		0,18 – 0,24			
Gesamtporosität	28d	rd. 6 Vol.-%			
Kapillarporosität	28d	1,5 – 1,8 Vol.-%			
Autogenes Schwinden	bis 100h	-0,44 bis – 0,55 mm/m			
Trocknungsschwinden	ab 2d bis 250d	-0,38 bis – 0,55 mm/m			
Gesamtschwinden	bis 250d	-0,71 bis – 1,06 mm/m			
Kriechzahl	φ <sub>28,90</sub>	wassergelagert = 0,5 wärmebehandelt (90°C) = 0,2			
Carbonatisierung (3 Jahre)	bewittert Normklima	1,5 bis 2,5 mm 1,5 bis 1,7 mm			
Sulfatangriff		keine Schädigung			
Frost-Tausalz-Widerstand	28 Zyklen 56 Zyklen 112 Zyklen	18 bis 208 g/m <sup>2</sup> 31 bis 379 g/m <sup>2</sup> 155 bis 722 g/m <sup>2</sup>			
Brandwiderstand		bei Zusatz von 0,6 Vol.-% PP-Fasern keine Schädigung			

Tabelle 5-1: Zusammenstellung der wesentlichen Festbetonkennwerte

Um in Zukunft eine allgemeine zielsichere Anwendung des Ultra-Hochfesten Betons z.B. auf der Basis einer Richtlinie des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton sicherzustellen sind noch ergänzende Untersuchungen durchzuführen.

Zu untersuchen sind:

- Einfluss der Probekörpergeometrie auf die Materialkennwerte,
- Einfluss der Faserabmessung und Faserorientierung, sowie die Verteilung der Fasern auf die Konsistenz, Festigkeit und Verformungsverhalten,
- Bauteilversuche an gefaserten und ungefaserten Balken und Bauteilen

- Einfluss anderer Füllstoffe zur Optimierung der Kornzusammensetzung
- Mischungszusammensetzung und Tragverhalten von UHPC mit nicht korrodierenden Fasern
- Verringerung des Zement- und Zementleimgehaltes
- Fortführung der Kriechversuche
- Trag- und Verformungsverhalten von Bauteilen aus UHPC



## 6. Literaturverzeichnis

- [A1] Aitcin, P.; Richard, P.: The pedestrian/bikeway bridge of Sherbrooke. In: Proc. 4<sup>th</sup> International symposium on utilization of high strength concrete, S. 1399-1403, Paris 1996.
- [B1] Bornemann, R., Schmidt, M., Fehling, E., Middendorf, B.: Ultra-Hochleistungsbeton UHPC – Herstellung, Eigenschaften und Anwendungsmöglichkeiten; Beton- und Stahlbetonbau, Heft 7, 2001, S. 458-467
- [B2] Bornemann, R., Fehling, E.: Ultrahochfester Beton – Entwicklung und Verhalten; Leipziger Massivbau-Seminar, 2000, S. 1-15
- [B3] Bonzel, J., Schmidt, M.: Verteilung und Orientierung von Stahlfasern im Beton und ihr Einfluss auf die Eigenschaften von Stahlfaserbeton; Beton, Jg. 34 (1984), Heft 11, S.463-470
- [B4] Bonzel, J., Kadlec, V.: Einfluss der Nachbehandlung und des Feuchtigkeitszustands auf die Zugfestigkeit des Betons; Betonetechnische Berichte, 1970
- [B5] Bonzel, J.: Ein Beitrag zur Frage der Verformung des Betons; Betontechnische Berichte, 1971
- [B6] Bornemann, R.; Middendorf, B.; Schmidt, M.: Microstructure and durability of Ultra High Performance Concrete (UHPC). In: Proc. 8<sup>th</sup> Euroseminar on Microscopy Applied to Building Materials, Athens 2001.
- [B7] Bornemann, R.; Schmidt, M.; Vellmer, C.: Feuerwiderstand ultra-hochfester Betone. Beton 52, Heft 9, S. 418-422, 2002.
- [B8] Bornemann, R.; Schmidt, M.: The role of powders in concrete. In: Proceedings of the 6th International Symposium on Utilization of high strength/high performance concrete, Vol. 2, S. 863-872, Leipzig 2002.
- [B9] Bakharev, T.: Effect of curing regime and type of activator on properties of alkali-activated fly ash. In: 1<sup>st</sup> International Symposium on Nanotechnology in construction, S. 159-171, Paisley, Scotland, 2003
- [C1] Collepardi, M.; Marcialis, A.; Turriziani, R.: La cinetica di penetrazione degli ioni cloruro nel calcestruzzo. Il Cemento 67; S. 157-164; 1970
- [C2] Collepardi, S., Coppola, L.: Mechanical properties of modified reactive powder concrete. Conference title: Superplasticizers and other chemical admixtures in concrete. Proceedings of the fifth CANMET/ACI International Conference, S.1-21, Italy 1997
- [C3] Cherezy, M., Malet, V., Frouin, L.: Microstructural analysis of RPC. Cement and concrete research, Vol.25, S.1491-1500, 1995

- [D1] Diederichs, U.: Hochtemperatur- und Brandverhalten von hochfestem Stahlfaserbeton. Betonbau – Forschung, Entwicklung und Anwendung, Heft 142, S.67-76, TU Braunschweig, 1999
- [D2] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Hochfester Beton – Sachstandsbericht. DAfStb, Heft 436, Berlin, 1994.
- [D3] DIN 1045-1 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion, Juli 2001.
- [F1] Fuller,W.,B.,Sanford, E.,T.: The Laws of Proportioning Concrete; American Society of Civil Engineers, Vol. 33, March 1907
- [G1] Grube,H.,Hintzen,W.: Prüfverfahren zur Vorraussage der Temperaturerhöhung im Beton infolge Hydratationswärme des Zements; Beton, Heft 6, 1993, S.292-295
- [G2] Gaede, K.: Versuche über die Festigkeit und die Verformung von Beton bei Druck-Schwellbelastung; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 144, 1962.
- [G3] Gerhard, H. Ch.: Zur Betriebsfestigkeit im Stahlbeton- und Spannbetonbau; Dissertation, Darmstadt 1984.
- [G4] Grimm R.: Einfluß bruchmechanischer Kenngrößen auf das Biege- und Schubtragverhalten hochfester Betone. DafStB Heft 477, 1997
- [I1] Interim Recommendations: Ultra High Performance Fibre-Reinforced Concretes, Documents scietifiques et techniques, 2002
- [H1] Hewlett,P.C.: LEA´S Chemistry of Cement and Concrete; Fourth Edition
- [H2] Hjorth L.: Development and application of high-density cement-based materials; Phil. Trans. R. Lond. A 310, Page. 167 173, 1983
- [H3] Holmen, J.O.: Fatigue of Concrete by Constant and Variable Amplitude Loading. In: Fatigue of concrete structures. American Concrete Institute, S. 71-110, Detroit 1982.
- [K1] Klausen, D.: Festigkeit und Schädigung von Beton bei häufig wiederholter Beanspruchung, Dissertation, Darmstadt 1978.
- [L1] De Larrard, F., Sedran, T. : Optimization of ultra high performance concrete by the use of packing models. Cement and Concrete Research, Vol.6, S.997-1009, 1994
- [M1] Metha,K.,P.,Monteiro,P.,J.,M.: Concrete – Microstructure, Properties and Materials; Second Edition, USA, 1993
- [M2] Meyer, A.; Resch, H.: Materialtechnische Grundlagen zur Optimierung von Ziegelrohstoffen. In: Ziegelindustrie International, Nr. 10, S. 656-663, 1998

- [M3] Müller, H.,S., Kvitsel, V.: Neue Konzepte zum Kriechen und Schwinden zementgebundener Baustoffe; 23. Darmstädter Baustoffseminar, 2001
- [M4] Meng, B., Wiens, U.: Einfluss von Puzzolanen als Betonzusatzstoff auf die Alkalität der Porenlösung. 4. Internationales Kolleg, Werkstoffwissenschaften und Bauinstandsetzen, technische Akademie Esslingen, S.1655-1667, 1996
- [M5] Martschuk, M., Stark, J.: Hochleistungsbeton mit hoher Dauerhaftigkeit. Betonwerk und Fertigteiltechnik, S.63-76, 1998
- [P1] European Patent Specification, Publ.Number: EP0275288B1
- [P2] Palecki,S,Setzer,M.J.: Durability of High-Performance Concrete under Frost Attack; Porceedings of the 6<sup>th</sup> International Symposium on Utilization of High Strength/High Performance Concrete, Leipzig, June 2002
- [P3] European Patent Specification, Publ.Number: EP0706502B1: Zusammensetzung für mit metallischen Fasern verstärktes Betonelement, so erhaltenes Element und Verfahren zur Wärmehärtung davon, 1995
- [P4] European Patent Specification, Publ.Number: EP1034148B1: Mit metallischen Fasern bewehrter Beton, Zementmatrix und Vormischung zum herstellen der Matrix und dem Beton, 1999
- [P5] Puntke, W.: Wasseranspruch von feinen Kornhaufwerken. Beton 52, Heft 5, S. 242-248, 2002.
- [R1] Roy,D.,M.,Gouda,G.,R.,Bobrowski,A.: Very High Strength Cement Pastes prepared by hot pressing and other high pressure techniques; Cement an Concrete Research, Vol. 2, 1972, pp 349-366
- [R2] Reschke, T., 2001. Der Einfluss der Granulometrie der Feinstoffe auf die Gefügeentwicklung und die Festigkeit von Beton. Verein Deutscher Zementwerke e.V.
- [R3] Richard, P.; Cheyrezy, M.: Composition of reactive powder concrete. In: Cement and Concrete Research 25, No. 7, S.1501-1511, 1995.
- [R4] Remmel G.: Zum Zug- und Schubtragverhalten von Bauteilen aus hochfestem Beton. DAFStb Heft 444, 1994
- [R5] Richard, P.: Reactive powder concrete, a new ultra high strength cementitious material. 4<sup>th</sup> international symposium on utilization of high strength concrete, Paris, S.1343-1349, 1996
- [S1] Schneider, U.; Horvath, J.: Abplatzverhalten an Tunnelinnenschalenbeton. In: Beton- und Stahlbetonbau 97, H.4, S. 185-190, 2002
- [S2] Schneider, U.; Horvath, J.; König, G.; Dehn, F.: Materialverhalten von ultrahochfesten Betonen (UHPC). In: Beton- und Stahlbetonbau 96, H.7, S. 468-477, 2001

- [S3] Schwanda, F., 1956. Der Bestwert der Kornzusammensetzung von Betonzuschlagstoffen. Der Bauingenieur, Vol. 31: 41-46
- [S4] Schwanda, F., 1959. Der Hohlraumgehalt von Korngemischen. Beton: 12-17
- [S5] Schwanda, F., 1960. Das rechnerische Verfahren zur Bestimmung des Hohlraumes und Zementleimanspruches von Zuschlägen und seine Bedeutung für den Spannbetonbau. Zement und Beton: 8-17
- [S6] Schmidt, M.; Fehling, E.; Bornemann, R.; Bunje, K.; Teichmann, T. Ultra-Hochfester Beton: Perspektive für die Betonfertigteilindustrie In: Beton - Fertigteil Jahrbuch 2003
- [S7] Schmidt, M.; Fehling, E.; Bornemann, R.; Bunje, K.; Teichmann, T. Ultra-Hochfester Beton: Perspektive für die Betonfertigteilindustrie In: Betonwerk + Fertigteil - Technik 03/2003
- [T1] Tang, L.; Nilsson, L. O.: Rapid determination of the chloride diffusivity in concrete by applying an electrical field. ACI Materials Journal 89; S. 49-53; 1992
- [W1] Wendler, E., Snethlage, R.: Der Wassereindringprüfer nach Karsten – Anwendung und Interpretation der Messwerte; Bautenschutz + Sanierung, Nr.12, 1989, S.110-115
- [W2] Wonnemann, R.: Untersuchungen über die Rolle der Sulfate und Alkalien bei der Portlandzementhydratation; Dissertation, Technische Universität Clausthal, 1982
- [W3] Weigler H., Klausen D.: Betonfestigkeit bei konstanter und veränderlicher Dauerschwellbeanspruchung. Betonwerk+Fertigteil-Technik 03.1979, S. 158 – S. 163
- [Z1] Zink M.: Zum Biegeschubversagen schlanker Bauteile aus Hochleistungsbeton mit und ohne Vorspannung. Universität Leipzig, Forschung und Praxis; Teubner 2000