

Lehrstuhl für Baustoffkunde und Werkstoffprüfung
der Technischen Universität München

**Maßnahmen zur Herstellung von rissefreien Bauteilen
aus ultrahochfestem Beton mit hoher Duktilität**

Axel Ingo Schachinger

Vollständiger Abdruck der von der Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen
der Technischen Universität München zur Erlangung des akademischen Grades eines
Doktor - Ingenieurs (Dr.-Ing.)
genehmigten Dissertation.

Vorsitzender: Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil., Dr.-Ing. E.h. Konrad Zilch

Prüfer der Dissertation:

1. Univ.-Prof. Dr.-Ing. Detlef Heinz
2. Univ.-Prof. Dr.-Ing., Dr.-Ing. E.h. Peter Schießl
3. Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Michael Schmidt,
Universität Kassel (schriftliche Beurteilung)

Die Dissertation wurde am 21.11.05 bei der Technischen Universität München eingereicht
und durch die Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen am 05.03.07
angenommen.

Kurzfassung

Ultrahochfester Beton (UHFB) mit einer Druckfestigkeit von rund 200 N/mm² weist ein sprödes Bruchversagen auf. Die Zugabe von Fasern zur Sicherung einer ausreichenden Materialduktilität führt zu einer Verschlechterung des Fließverhaltens und der Entlüftungsneigung des Frischbetons. Damit einhergehende hohe Gehalte an Verarbeitungsporen reduzieren die Druckfestigkeit des UHFBs signifikant. Die zur Erreichung der hohen Festigkeit erforderliche Kombination aus hohen Zement- und Silikastaubgehalten und geringem Wasser-Bindemittel-Wert bewirkt während der Erhärtung hohe autogene Schwindverformungen. Die Behinderung dieser führt mit dem Einsetzen der E-Modul-Entwicklung zu Zwangspannungen. Wenige Stunden nach Erstarrungsende ist die Gefahr der Rissbildung infolge der noch geringen Zugfestigkeit des UHFBs hoch.

Abstract

Ultra-high performance concrete (UHPC) with a compressive strength of approximately 200 MPa exhibits brittle failure behaviour. The addition of fibres to give sufficient material ductility worsens flowability and reduces the removal of entrapped air. A higher proportion of air voids significantly reduces the compressive strength of UHPC. The combination of high cement and silica fume contents with low water/binder ratios necessary for high strengths leads to high autogeneous shrinkage during hardening. The constraint of the shrinkage together with the initial development of the Young's modulus results in restraint stresses. In the first hours after setting the danger of cracking due to the still low tensile strength of the UHPC is high.

Résumé

Les bétons à ultra hautes performances (BUHP) avec des résistances à la compression d'environ 200 N/mm² présentent un comportement de rupture fragile. L'ajout de fibres à la formulation des BUHP, on parle des Bétons Fibrés Ultra Performants (BFUP), garanti une ductilité du matériau suffisante au détriment de la maniabilité du béton frais et conduit à un entraînement d'air important qui réduit significativement la résistance à la compression des BFUP. La combinaison d'un fort dosage en ciment et en poussières de silices avec un rapport eau ciment faible, nécessaire à la formulation des BFUP, entraîne d'importantes déformations de retrait. La réduction de ces dernières lorsque le module d'élasticité du matériau se développe conduit à des contraintes internes. Quelques heures après la fin de la prise du béton, le risque de fissuration est élevé car la résistance à la traction des BFUP est encore faible.

Vorwort

Die in der vorliegenden Arbeit präsentierten Forschungsergebnisse entstanden während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter an der Technischen Universität München. Die Ausarbeitung führte ich in den beiden Folgejahren durch.

In der Zeit am Lehrstuhl für Baustoffkunde und Werkstoffprüfung habe ich insgesamt drei Professoren erlebt. Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing., Dr.-Ing. E.h. Peter Schießl und Herrn Dr.-techn. Robert Schmiedmayer danke ich herzlich für ihren Einsatz bei der Antragstellung des Forschungsvorhabens „Hochleistungs-Feinkorn-Beton“. Dieses stellte den Grundstein meiner Forschungsarbeit dar.

Dem Erstprüfer Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Detlef Heinz danke ich für seine wertvollen Anmerkungen bei der Durchsicht der vorliegenden Arbeit.

Mein besonderer Dank gilt Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Michael Schmidt für die Übernahme des Koreferats. Ich habe ihn bereits während meiner Mitgliedstätigkeit im Unterausschuss „Ultrahochfester Beton“ des DAfStb kennen und schätzen gelernt.

Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil., Dr.-Ing. E.h. Konrad Zilch danke ich für die Übernahme des Vorsitzes der Prüfungskommission.

Ein besonders herzliches Dankeschön möchte ich an meine Kolleginnen und Kollegen sowie das Laborpersonal richten, die zu einem sehr freundlichen Arbeitsklima beigetragen und meine Arbeit im Labor und Büro miterlebt und oft beeinflusst haben. Ausdrücklich danke ich an dieser Stelle Stefan Müller, Christian Brandes, Martin Weis, Jürgen Schubert, Karl Schmidt und Thorsten Stengel, die als Diplomanden unter meiner Betreuung wertvolle Teile zu der vorliegenden Arbeit beigetragen haben. Harald Hilbig, Christian Hübsch und Hans-Jörg Walter danke ich nicht nur für ihre Unterstützung in den Bereichen chemische Untersuchungen, FM-Synthese und Mischtechnik sondern auch für die angenehme Atmosphäre im Team.

Meinem privaten Personenkreis danke ich vor Allem dafür, dass Sie immer an mich geglaubt haben und mich insbesondere moralisch während der Zeit der Ausarbeitung unterstützt haben.

München, im März 2007

Ingo Axel Schachinger

Example will avail ten times more than precept

- Beispiel nützt zehnmahl mehr als Vorschrift -

[James Fox; brit. Politiker 1749-1806]

Inhaltsverzeichnis

1	EINLEITUNG UND ZIELSETZUNG.....	1
1.1	Einleitung	1
1.2	Problemstellung und Zielsetzung der Arbeit	2
1.3	Inhaltliche Übersicht	3
2	STAND DES WISSENS	6
2.1	Betontechnologie ultrahochfester Betone	6
2.1.1	Allgemeines	6
2.1.2	Modelle zur Erhöhung der Packungsdichte.....	7
2.1.3	Experimentelle Methode zur Optimierung der Packungsdichte.....	9
2.1.4	Mischungsanteile und Qualität der Ausgangsstoffe	11
2.1.4.1	Gesteinskörnung	11
2.1.4.2	Stahlfasern	13
2.1.4.3	Wassergehalt	16
2.1.4.4	Silikastaub	17
2.1.4.5	Quarzmehl	20
2.1.4.6	Zement.....	21
2.1.4.7	Fließmittel	25
2.2	Mischen und Einbauen des Frischbetons	26
2.2.1	Allgemeines	26
2.2.2	Mischtechnik und -reihenfolge.....	27
2.2.3	Einbringen und Verdichten.....	28
2.3	Erste Anwendungen und bemessungsrelevante Kenngrößen	31
2.3.1	Erste Anwendungen	31
2.3.2	Materialverhalten und bemessungsrelevante Kenngrößen	33
2.3.2.1	Allgemeines	33
2.3.2.2	Materialverhalten unter Druckbeanspruchung	33
2.3.2.3	Materialverhalten unter Biegezug- bzw. Zugbeanspruchung.....	35
2.3.2.4	Bemessungsansatz der franz. Richtlinie für UHFB.....	38
2.4	Problemstellungen bei der Anwendung	42
2.4.1	Rissbildung infolge Zwang im jungen Alter	42
2.4.1.1	Autogene Schwindverformungen	42
2.4.1.2	Zwangspannungen	47
2.4.1.3	Zeitstandzugfestigkeit	50
2.4.2	Reproduzierbarkeit des Nachbruchverhaltens	52
2.4.3	Zusammenfassung und Ableitung der eigenen Forschungsziele.....	54

3	VERSUCHSEINRICHTUNG UND –DURCHFÜHRUNG	56
3.1	Herstellung des Frischbetons	56
3.2	Charakterisierung der Frischbetoneigenschaften	58
3.2.1	Allgemeines	58
3.2.2	Setzfließmaß	58
3.2.3	Rheologische Messungen mit dem Rotationsviskosimeter	58
3.2.3.1	Grundlagen	58
3.2.3.2	Messgerät	62
3.3	²⁹Si-NMR-Spektroskopie zur Bestimmung der Reaktionskinetik von Zement und Silikastaub	63
3.3.1	Messprinzip	63
3.3.2	Probenvorbereitung	64
3.3.3	Abstimmung des Messverfahrens an den UHFB	64
3.3.4	Auswertung	64
3.4	Prüfung der mechanischen Eigenschaften	66
3.4.1	Allgemeines	66
3.4.2	Druckfestigkeit	67
3.4.3	Spaltzugfestigkeit	68
3.4.4	Statischer Elastizitätsmodul	69
3.5	Messung der autogenen Schwindverformungen und Zwangspannungen	70
3.5.1	Freie autogene Verformungen	70
3.5.2	Zwangspannungen	71
3.6	Nachbruchverhalten	72
3.6.1	3-Punkt-Biegezugversuch	72
3.6.2	Zentrische Zugfestigkeit	74
4	EIGENE UNTERSUCHUNGEN	76
4.1	Allgemeines	76
4.2	Übersicht – Untersuchungen und Mischungszusammensetzungen	77
4.2.1	Untersuchungen	77
4.2.2	Verwendete Betonzusammensetzungen	79
4.3	Technologische Maßnahmen und Herstellmethoden für hohe Druckfestigkeiten	82
4.3.1	Reduzierung des Gehaltes an Verarbeitungsporen	82
4.3.1.1	Allgemeines	82
4.3.1.2	Mischen unter Vakuum	82
4.3.1.3	Zusammenhang zwischen der Frischbetonkonsistenz und dem LP-Gehalt	83
4.3.1.4	Einflüsse auf die Konsistenz und Entlüftungsneigung des Frischbetons	84
4.3.1.4.1	Optimierte Mischreihenfolge	84
4.3.1.4.1.1	FM-Zugabezeitpunkt	84
4.3.1.4.1.2	Mischenergieeintrag	86

4.3.1.4.2	Einfluss des Wassergehaltes bzw. des w/z-Wertes	90
4.3.1.4.3	Einfluss des FM-Wirkstoffes.....	92
4.3.1.4.4	Einfluss eines Zementaustausches durch Quarzmehl.....	93
4.3.1.4.5	Einfluss der Fasern	95
4.3.1.4.5.1	Allgemeines	95
4.3.1.4.5.2	Stahlfasern	96
4.3.1.4.5.3	PP-Fasern.....	96
4.3.1.4.5.4	Carbon-Fasern	97
4.3.2	Optimierung der Packungsdichte	98
4.3.2.1	Allgemeines	98
4.3.2.2	Sandsieblinie	98
4.3.2.3	Sandgehalt	99
4.3.2.4	Silikastaubgehalt	101
4.3.3	Einfluss der Matrixzusammensetzung auf die 28-Tage-Druckfestigkeit	103
4.3.4	Zusammenfassung und Empfehlungen	105
4.4	Entwicklung der mechanischen Eigenschaften	107
4.4.1	Allgemeines	107
4.4.2	Druckfestigkeit	110
4.4.3	Statischer E-Modul.....	112
4.4.4	Spaltzugfestigkeit	113
4.5	Gefahr der Rissbildung bei Zwangbeanspruchung	116
4.5.1	Allgemeines	116
4.5.2	Entwicklung der autogenen Schwindverformungen	118
4.5.2.1	Einfluss der Zementart	119
4.5.2.2	Einfluss des w/z-Wertes und des Silikastaubgehaltes	120
4.5.2.3	Einfluss des FM-Wirkstoffes.....	121
4.5.3	Entwicklung der Zwangspannungen im starren Reißrahmen.....	122
4.5.4	Berechnung der theoretischen Zwangspannungen	123
4.5.5	Beurteilung der Gefahr der Rissbildung.....	124
4.5.5.1	Allgemeines	124
4.5.5.2	Einfluss der Zementart, des w/z-Wertes und des Silikastaubgehaltes	125
4.5.5.3	Einfluss des FM-Wirkstoffes.....	126
4.5.6	Relaxation und Kriechen unter Zwangbeanspruchung	127
4.5.7	Zusammenfassung und Empfehlungen	131
4.5.7.1	Betontechnologische Möglichkeiten	131
4.5.7.2	Optimaler Ausschalzeitpunkt und Schalungskonzepte	131
4.6	Fasereinsatz zur Erhöhung der Duktilität	133
4.6.1	Allgemeines	133
4.6.2	Einfluss der Faserzugabe auf die Druckfestigkeit	135
4.6.3	Nachbruchverhalten von faserbewehrtem UHFB im 3-Punkt-Biegezugversuch....	136
4.6.3.1	Allgemeines	136
4.6.3.2	Einfluss der Frischbetonkonsistenz	136
4.6.3.3	Einfluss der Betonzusammensetzung.....	137
4.6.3.4	Einfluss der Stahlfaserlänge	138
4.6.3.5	Einfluss des Stahlfasergehaltes.....	139
4.6.3.6	Einfluss von Polypropylen-Fasern (PP-Fasern)	140
4.6.3.7	Einfluss von Carbon-Fasern	141
4.6.4	Zusammenfassung und Empfehlungen	144

4.7	Modellansatz zum Tragverhalten von Bauteilen aus faserbewehrtem UHFB unter Biegebeanspruchung.....	146
4.7.1	Allgemeines	146
4.7.2	Modellierung des Zugtragverhaltens	147
4.7.3	Modellierung des Biegezugtragverhaltens	150
4.7.4	Ergebnisse und Interpretation	152
4.7.4.1	Biegezugspannung und Durchbiegung in Abhängigkeit der Rissweite	152
4.7.4.2	Maßstabseffekt.....	154
5	ZUSAMMENFASSUNG.....	156
5.1	Ausgangssituation und Zielsetzung.....	156
5.2	Technologische Maßnahmen und Herstellmethoden für hohe Druckfestigkeiten.....	156
5.3	Entwicklung der mechanischen Eigenschaften.....	158
5.4	Gefahr der Rissbildung bei Zwangbeanspruchung.....	159
5.5	Fasereinsatz zur Erhöhung der Duktilität und Vorstellung eines Modells zum Tragverhalten von Biegebalken aus faserbewehrtem UHFB.....	160
5.6	Ausblick	162
6	ANHANG.....	163
6.1	Anhang – Stand des Wissens	163
6.2	Anhang – Ausgangsstoffe	164
6.3	Anhang – Versuchseinrichtungen	168
6.4	Anhang – Eigene Untersuchungen.....	169
7	LITERATURVERZEICHNIS	178

1 Einleitung und Zielsetzung

1.1 Einleitung

Zahlreiche betontechnologische Entwicklungen haben der Betonbauweise im letzten Jahrzehnt zu der Erschließung neuer Gestaltungs- und Ausführungsmöglichkeiten verholfen. Mit der Entdeckung des Silikastaubes als Betonzusatzstoff mit festigkeitssteigernder Wirkung Mitte der 80er Jahre und der Entwicklung von extrem leistungsfähigen Verflüssigern auf Basis von Polycarboxylatethern in den 90ern begann der Trend zur Herstellung von Betonen mit besonderen Eigenschaften. Dabei war im Betonbau das Bestreben nach höherer Festigkeit, verbesserter Dauerhaftigkeit und einer leichten und schnellen Verarbeitung ohne Vibration der Ausgangspunkt zur Entwicklung der heute bereits gängigen Hochleistungsbetone, Injektionsmörtel und selbstverdichtenden Betone.

Anfang der 90er Jahre wurde in Frankreich und Kanada, federführend von der BOUYGUES S.A. Scientific Division, die Entwicklung des so genannten **Beton de Poudres Réactives (BPR)** oder **Reactive Powder Concrete (RPC)**, welcher hier mit dem deutschen Begriff **ultrahochfester Beton (UHFB)** bezeichnet wird, vorangetrieben. Motivation für die Entwicklung von faserbewehrtem, ultrahochfestem Beton könnte die Lösung der von der Konstruktion und Ausführung von Bauwerken aus herkömmlichem Beton bekannten folgenden Problemstellungen gewesen sein.

Das auf die Festigkeit bezogene hohe Gewicht von Normalbeton macht weitgespannte Konstruktionen unwirtschaftlich oder gar unmöglich bzw. beschränkt die Schlankheit von Betonbauteilen, so dass der architektonischen Gestaltung klare Grenzen vorgegeben werden. Bei Einsatz von höherfesten, genormten Betonen steigt das Risiko eines Versagens ohne Ankündigung infolge des mit steigender Festigkeitsklasse spröderen Bruchverhaltens an, so dass zusätzliche konstruktive Maßnahmen, wie z. B. die Anordnung einer Umschnürungsbewehrung, getroffen werden müssen. Hinsichtlich der zunehmend in den Blickpunkt tretenden Problematik der Dauerhaftigkeit von Stahlbeton-Konstruktionen lässt die Porenstruktur von Normalbeton das Eindringen von Schadstoffen, wie z. B. Chloriden, zu, so dass die statisch erforderliche Bewehrung nicht dauerhaft vor Korrosion geschützt bleibt. In Abhängigkeit vom Alter und den Umgebungsbedingungen der Konstruktion sind bei längeren Nutzungszeiträumen Sanierungsarbeiten erforderlich.

Faserbewehrter ultrahochfester Beton weist aufgrund seiner hohen Druckfestigkeit von rd. 200 N/mm², der hohen Biegezugfestigkeit von bis zu 50 N/mm², dem duktilen Nachbruchverhalten sowie seiner extrem niedrigen Porosität diese Schwächen nicht auf. Infolge des geringen Größtkorns und seiner meist fließfähigen, selbstverdichtenden Konsistenz fällt selbst

die Herstellung feingliedriger, dünner Bauteile leicht. Weiterhin bildet er aufgrund seines hohen Feinstoffanteils die Oberfläche der Schalung genau ab, was bei der Herstellung von architektonisch anspruchsvollen Bauteilen genutzt werden kann.

1.2 Problemstellung und Zielsetzung der Arbeit

Zur Erreichung der eben erwähnten Frisch- und Festbetoneigenschaften ist es erforderlich den Wasser/Bindemittel-Wert auf $< 0,25$ zu reduzieren und gleichzeitig zur Gewährleistung der fließfähigen, selbstentlüftenden Konsistenz das Bindemittelleimvolumen auf rd. 500 l/m^3 anzuheben. Da mit zunehmender Druckfestigkeit die Zugfestigkeit von Beton nur unterproportional ansteigt [1, 2, 3] und die Sprödigkeit zunimmt, müssen zur Erhöhung der Biegezugfestigkeit und zur Sicherstellung eines duktilen Nachbruchverhaltens dem UHFB Fasern beigemischt werden.

Im Rahmen der Literaturstudie werden die Empfehlungen zur richtigen Auswahl der Ausgangsstoffe für die Herstellung von UHFB dargestellt. Weiterhin werden die Vorgehensweise beim Entwurf der Mischungszusammensetzung und die Einflüsse der Mischungsanteile auf die Frisch- und Festbetoneigenschaften von ultrahochfestem Beton erläutert. In der eigenen Forschungsarbeit erfolgt eine Verifizierung und evtl. genauere Quantifizierung dieser Sachverhalte.

Die Gefahr der Rissbildung infolge von Zwangsspannungen bei Behinderung der hohen autogenen Schwindverformungen im jungen Alter, z. B. durch eine steife Schalung, ist ein Aspekt, dem in der Literatur bisher nur wenig Aufmerksamkeit geschenkt wurde. Ebenfalls enthalten die Forschungs- und Erfahrungsberichte kaum Angaben zu der in diesem Zusammenhang wichtigen Entwicklung der mechanischen Eigenschaften im jungen Alter von bis zu 48 Stunden. Überschreiten die Zwangsspannungen die zu diesem Zeitpunkt noch wenig ausgeprägte Zugfestigkeit, so kommt es zur Bildung von Trennrissen, so dass die angestrebte hohe Dichtigkeit und Dauerhaftigkeit der Bauteile verloren geht.

Um ein Versagen von Bauteilen ohne Ankündigung zu vermeiden bzw. die hohe Festigkeit von UHFB bei der Bemessung ausnutzen zu können, ist die Zugabe von dünnen, hochfesten Stahlfasern zwingend erforderlich. Das ist bekannt. Hinsichtlich der Gewährleistung einer für die Bemessung günstigen isotropen Faserverteilung bestehen jedoch noch erhebliche Wissenslücken. Bisher sind auch noch keine geeigneten Herstellverfahren bekannt. Insbesondere beim Einbau des fließfähigen, selbstentlüftenden Frischbetons erfolgt eine Orientierung der Stahlfasern in Fließrichtung. Die franz. Richtlinie zur Bemessung von Bauteilen aus UHFB begegnet diesem Umstand mit der Einführung eines zusätzlichen Sicherheitsbeiwertes. Desweiteren empfiehlt sie aufgrund dieser Unsicherheiten die Prüfung von unter Praxisbedingungen hergestellten maßstäblichen Bauteilen. Hinsichtlich der Erreichung einer isotropen Faserverteilung scheinen insbesondere Herstellverfahren aussichtsreich, bei denen eine Entkopplung der Entlüftung von der

Konsistenz des Frischbetons möglich ist. Desweiteren soll Aussagen in der Literatur nachgegangen werden, wonach die Kombination von unterschiedlichen Fasermaterialien und Faserabmessungen zu einem verbesserten Nachbruchverhalten führt. Die Optimierung des Fasereinsatzes im Rahmen der eigenen Forschungsarbeit zielt auf die Nutzung von Synergieeffekten bei sogenannten „Fasercocktails“ und die Sicherstellung einer isotropen Faserverteilung ab. Folge ist, dass die erforderliche Mindestduktilität mit einem möglichst geringen Gesamtfasergehalt erreicht werden kann. Die Mindestduktilität gewährleistet eine ausreichend hohe Resttragfähigkeit der Bauteile. D. h. Bauteile aus faserbewehrtem UHFB können nach Erreichen der maximal aufnehmbaren Beanspruchung der Belastung weiterhin standhalten und das Bauteilversagen kündigt sich durch eine ausgeprägte Rissbildung und die daraus resultierenden Verformungen an.

Vordringlichstes Ziel dieser Arbeit ist es, die beiden angesprochenen Problemstellungen, Verhinderung der Rissbildung infolge Zwangbeanspruchung und Gewährleistung einer ausreichenden Materialduktilität, durch den Einsatz von Fasern zu untersuchen, die maßgebenden Einflussgrößen in ihrer Wirkung zu quantifizieren und gegebenenfalls zusätzlich neue verbesserte Herstellmethoden zu entwickeln.

Aus den Erkenntnissen sollen schließlich Empfehlungen für die Herstellung von rissefreien Bauteilen aus UHFB mit hoher Duktilität unter den Randbedingungen der Anwendung in der Praxis abgeleitet und dem innovativ planenden Ingenieur zur Verfügung gestellt werden. Nicht zuletzt sollen die Forschungsergebnisse anderen Forschern auf diesem Gebiet als Grundlage oder Bestätigung für ihre weiterführenden Untersuchungen dienen.

1.3 Inhaltliche Übersicht

Eine Übersicht der thematischen Schwerpunkte und der Gliederungsstruktur dieser Arbeit ist Abbildung 1 zu entnehmen. Für das bessere Verständnis der baustoffspezifischen Problemstellungen werden im Rahmen der Literaturstudie die Wahl der geeigneten Ausgangsstoffe, die betontechnologischen Maßnahmen und Optimierungsmethoden zur Herstellung von ultrahochfesten Betonen vorwiegend anhand der französischen Erkenntnisse dargestellt. Weiterhin werden die für den Einsatz in der Praxis maßgebenden werkstoffspezifischen Grundlagen hinsichtlich des Bruchverhaltens, auch unter der Berücksichtigung neuester Forschungsergebnisse aus Deutschland, beschrieben. Die Literaturstudie endet mit der Darstellung der wichtigsten in UHFB ausgeführten Demonstrationsbauvorhaben und den zwei für UHFB charakteristischen Problemstellungen, der Gefahr der Rissbildung infolge einer Zwangbeanspruchung bei Behinderung der autogenen Schwindverformung und der zielsicheren Erreichung einer ausreichenden Materialduktilität durch eine Faserzugabe.

Folgendes wird in Kapitel 3 erläutert: die für die eigenen Untersuchungen verwendeten Methoden und Einrichtungen wie Intensivmischer mit Vakuum-Peripherie, Rotationsviskosimeter, ^{29}Si -NMR-Spektroskopie, die Versuchsaufbauten zur Messung der freien, autogenen Schwindverformung sowie der dadurch verursachten Zwangsspannungen im Reißrahmen und des Nachbruchverhaltens im weggesteuerten 3-Punkt-Biegezugversuch. Dabei wird insbesondere auf die für den ultrahochfesten Beton speziellen Modifikationen eingegangen.

Die eigene Forschungsarbeit untergliedert sich in folgende thematische Schwerpunkte:

- § Optimierte Zusammensetzung, Misch- und Einbauverfahren zur Gewährleistung eines geringen Luftporengehalts und einer hohen Festigkeit des Festbetons,
- § Beschreibung der zeitlichen Entwicklung der mechanischen Eigenschaften,
- § Zeitliche Entwicklung der autogenen Verformungen und der bei Behinderung der Verformungen im jungen Alter resultierenden Gefahr der Rissbildung infolge von Zwangsspannungen,
- § Optimierter Fasereinsatz zur Erhöhung der Duktilität sowie Vorstellung und Verifizierung eines Modells zur Vorhersage des Bruchverhaltens von Balken aus faserbewehrtem UHFB unter Biegebeanspruchung.

Diese Schwerpunkte sind sowohl bei der Ausführung als auch bei der Bemessung und Beurteilung der Sicherheit von Bauteilen aus diesem neuen zementgebundenen Werkstoff von größtem Interesse. Sie entscheiden neben der Wirtschaftlichkeitsbetrachtung darüber, ob der ultrahochfeste Beton sich in Konkurrenz mit den bisher etablierten Materialien durchsetzen bzw. neue Anwendungsgebiete erschließen kann.

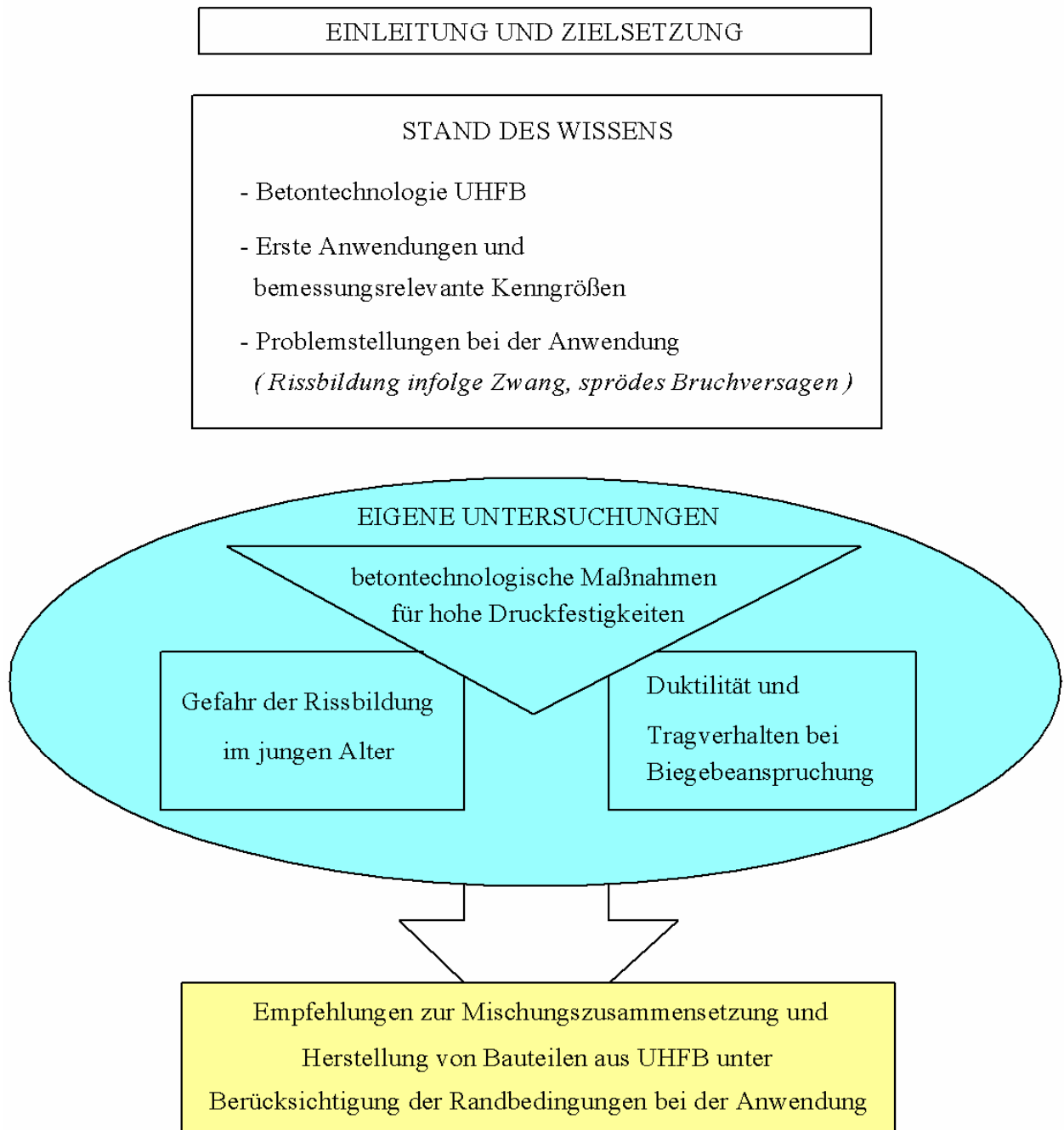


Abbildung 1: Übersicht über die Schwerpunkte und Gliederungsstruktur dieser Arbeit

2 Stand des Wissens

2.1 Betontechnologie ultrahochfester Betone

2.1.1 Allgemeines

Ultrahochfester Beton (UHFB) ist ein sehr gefügedichter in der Regel feinkörniger Beton mit einer charakteristischen Druckfestigkeit über der in DIN 1045-1 definierten höchsten Druckfestigkeitsklasse C100/115. Je nach Zusammensetzung und Herstellung werden im Alter von 28 Tagen bei Lagerung unter Normalbedingungen (20 °C) Druckfestigkeiten von bis zu 230 N/mm² erreicht. Das Gefüge und die Festigkeit werden dadurch erhöht, dass die erhärtete Matrix infolge einer optimierten Kombination aus reaktiven und inerten Feinstoffen und gleichzeitig geringem Wasser-Bindemittelwert sehr feststoffreich ist und so gut wie keine Kapillarporen aufweist. Die Optimierung der Packungsdichte der Feststoffe und der Einsatz von hochwirksamen Fließmitteln sind weitere maßgebliche Faktoren zur Herstellung von UHFB. Die beiden letztgenannten Faktoren ermöglichen es, trotz der auf die große Oberfläche der Feststoffe bezogenen geringen Wassergehalte, eine fließfähige, selbstverdichtende Konsistenz der Frischbetone einzustellen. Dadurch kann der Anteil an festigkeitsmindernden Verarbeitungsoren gering gehalten werden.

Beim Entwurf der Mischungszusammensetzung für ultrahochfesten Beton muss zur Erzielung der gewünschten Frisch- und Festbetoneigenschaften eine optimale Abstimmung der betontechnologischen Maßnahmen:

- § w/z-Wert,
- § Silikastaubgehalt,
- § FM-Dosierung,
- § Fasergehalt und
- § Sandgehalt

gefunden werden.

Zur zielsicheren Erreichung der gewünschten Festigkeit spielen bei ultrahochfestem Beton die Erhöhung der Homogenität und Packungsdichte eine wesentliche Rolle. Die Kombination aus Reduzierung des Größtkorns auf < 1 mm und Verbesserung der mechanischen Eigenschaften der erhärteten Matrix bewirkt selbst bei hoher Beanspruchung einer gleichmäßige Spannungsverteilung. Diese verhindert eine auf mittlerem Lastniveau vorzeitige lokale Mikrorissbildung infolge von Spannungsspitzen.

Diese Voraussetzungen für die hohen Festigkeiten werden durch die aufeinander abgestimmten Anteile aller beteiligten Feststoffe erreicht. Neben der Korngrößenverteilung aller Feststoffe sind der Wasseranspruch und die FM-Verträglichkeit der Bindemittel die maßgebenden Parameter.

In diesem Abschnitt werden die Literaturangaben zu den jeweiligen Mischungsanteilen dargestellt und die entscheidenden Zusammenhänge zu den Frisch- und Festbetoneigenschaften erläutert. Auf Basis dieser Erkenntnisse, welche in der eigenen Forschungsarbeit noch eingehender untersucht und beschrieben werden, soll der Anwender oder Wissenschaftler in der Lage sein, den Mischungsentwurf an die lokal beziehbaren Ausgangsstoffe bzw. an die bei seiner Anwendung entscheidenden Herstellbedingungen anzupassen.

2.1.2 Modelle zur Erhöhung der Packungsdichte

1994 veröffentlichten de Larrard und Sedran [4] das „Solid Suspension Model“ (SSM) zur Erhöhung der Packungsdichten von Korngemischen für ultrahochfeste Betone. Es stellt die Anpassung des „Linear Packing Density Modells“ (LPDM) an die in der Praxis auftretenden Schalungsformen mit Ecken und Kanten dar.

Das LPDM, basierend auf dem von Mooney 1951 vorgestellten Modell zur Vorhersage der Viskosität von Suspensionen in Abhängigkeit der Größenverteilung von inerten Partikeln, wurde anhand umfangreicher Versuche zur Packungsdichte trockener runder und gebrochener Zuschläge kalibriert [5].

Aufgrund der Komplexität der Gleichungen der beiden Modelle LPDM und SSM werden diese hier nicht explizit beschrieben. An dieser Stelle sei nur auf die Literaturstelle [4] verwiesen. Eingangsparemeter für die Modelle zur Berechnung der Packungsdichte ist die Korngrößenverteilung der Feststoffe. Dabei werden Feststoffe mit gleicher Korngröße unabhängig von ihrer Beschaffenheit als gleich angesehen. D. h. die unterschiedliche Oberflächenbeschaffenheit von z. B. Zement und Gesteinsmehl wird nicht berücksichtigt. Die in Abbildung 2 dargestellte Abhängigkeit der Packungsdichte von dem Mischungsverhältnis der Ausgangsstoffe für den Leim wurde mittels des LPDM berechnet.

Die Verringerung des Hohlraumvolumens (Zwickelraumes) infolge einer höheren Packungsdichte der Feinststoffe vermindert den Wasseranspruch der Mischung. Nach dem Modell von de Larrard [5] weisen Gemische, welche sich innerhalb des in Abbildung 2 gelb markierten Bereiches befinden, eine hohe Packungsdichte von 0,675 auf und besitzen somit ein mit 32,5 % geringes Hohlraumvolumen. Z. B. ist dies bei einem Gemisch aus 17 bzw. 23 % Silikastaub und 83 bzw. 77 % Zement gegeben (siehe Abbildung 2 – rot markiert). Hinsichtlich des Fließmittelanspruchs kann das Dreistoffgemisch aus 10 % Kalksteinfüller, 20 % Silikastaub und 70 % Zement (siehe Abbildung 2 – blau markiert) vorteilhafter sein, da dieses bei gleicher Packungsdichte eine reduzierte reaktive Oberfläche aufweist.

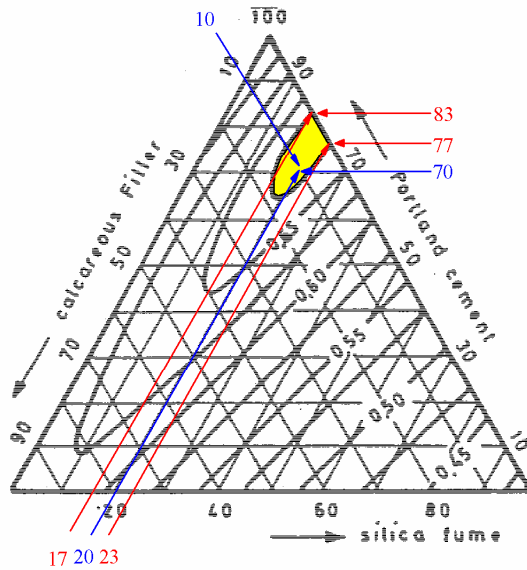


Abbildung 2: Dreiecksdiagramm zur Packungsdichte in Abhängigkeit des Mischungsverhältnisses der Ausgangsstoffe für den Leim (berechnet mittels LPDM) [6]

Die Erweiterung des LPDM auf das SSM wirkt sich nur im Bereich der optimalen Verhältniswerte der unterschiedlichen Kornklassen auf die Höhe der Packungsdichte aus (siehe Abbildung 3). Die Verhältniswerte behalten dabei ihre Gültigkeit.

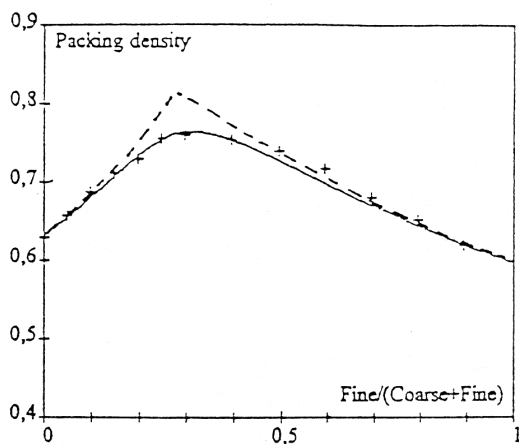


Abbildung 3: Gegenüberstellung der Ergebnisse zur Packungsdichte eines Zweikorngemisches (Rundkorn mit \varnothing 0,5 und 8 mm; gestrichelte Linie: LPDM; durchgezogene Linie: SSM, Kreuze: aus Versuch) [4]

Die mittels des SSM berechnete Packungsdichte von trockenen Quarzsanden unterschiedlicher Feinheit (Korngrößenbereich 0,08 bis 0,4 mm) stimmte mit einer Genauigkeit von über 95 % mit dem im Versuch ermittelten Wert überein (siehe [4]).

2.1.3 Experimentelle Methode zur Optimierung der Packungsdichte

Ebenfalls 1994 veröffentlichten Richard und Cheyrezy [9] eine einfache Methode zur experimentellen Überprüfung und Optimierung des Wasser-Feststoff-Verhältnisses von ultrahochfesten Betonen. Zur Reduzierung des Wasseranspruchs sollten bei der Auswahl der Ausgangsstoffe und des Mischungsentwurfes für UHFB folgende Empfehlungen berücksichtigt werden:

- § die Mischung setzt sich aus wenigen Kornklassen mit engen Korngrößenbandbreiten zusammen,
- § der Unterschied der mittleren Korndurchmesser d_{50} der aufeinander folgenden Kornklassen beträgt mindestens das 13fache, was zu einer „Ausfallsieblinie“ führt,
- § es werden Feinstoffe mit einer möglichst geringen Neigung zur Agglomeration verwendet,
- § die Verträglichkeit zwischen FM und Zement sowie die FM-Dosierung wird mittels rheologischer Untersuchungen ermittelt.

Die ersten zwei Punkte ergeben sich dabei direkt aus den Forderungen zur Erhöhung der Packungsdichte. Bei dem Entwurf der Zusammensetzung von ultrahochfesten Betonen wird die experimentelle Methode gegenüber den Modellen zur Erhöhung der Packungsdichte bevorzugt verwendet. Grund hierfür sind die interpartikulären Kräfte, welche bei den Feinstoffen zur Bildung von Agglomeraten führen. Bei den Modellen zur Packungsdichte wird dieser Effekt nicht berücksichtigt. Dadurch weicht die theoretisch ermittelte Packungsdichte von der tatsächlichen ab [7]. Durch Einsatz von ausreichend wirksamen Fließmitteln kann die Bildung von Agglomeraten verhindert werden [8].

Mit Hilfe der experimentellen Methode wird nach Auswahl des Korngemisches der optimale Wassergehalt über die Bestimmung der relativen Dichte k_{rel} ermittelt. Hierzu werden Frischbetone mit unterschiedlichen Wassergehalten gemischt und damit Probekörper hergestellt. Nach dem Ausschalen wird die Probekörperdichte bestimmt und in Verhältnis zur Stoffraumdicke des Korngemisches gesetzt (siehe Gleichung 1).

$$k_{rel} = \frac{d_0}{d_s} \quad \text{Gleichung 1}$$

k_{rel} : relative Dichte [-]

d_0 : Festbetonrohdicke nach dem Ausschalen [kg/m³]

d_s : theoretische Stoffraumdicke des Gemisches aus den trockenen Ausgangsstoffen [kg/m³]

In Analogie zur Ermittlung der Proctorkurve bei hydraulisch gebundenen Tragschichten wird bei diesem Ansatz für ultrahochfeste Betone [4] die relative Dichte k_{rel} in Abhängigkeit des Wasserbindemittelwertes angetragen (siehe Abbildung 4). Auf diese einfache Art kann die Summe der Einflüsse aus Wasseranspruch des Korngemisches, Verträglichkeit zwischen dem FM und dem Bindemittel sowie Verdichtungswilligkeit des Betons im Versuch ermittelt werden.

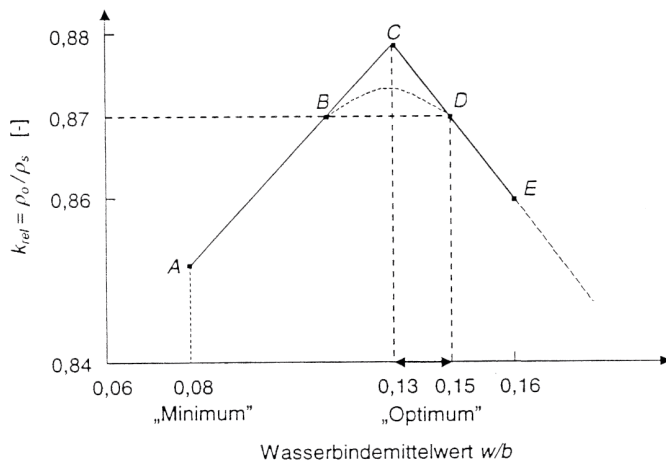


Abbildung 4: Relative Dichte k_{rel} in Abhängigkeit vom w/b-Wert (Mischungszusammensetzung: Angaben bezogen auf das Zementgewicht; Portlandzement: 1; Silikastaub: 0,23; Sand: 1,1; Quarzmehl: 0,39; FM: 0,019; Wasser: 0,17) [9]

Der geringste w/b-Wert (hier 0,08), der eine Probekörperherstellung ermöglicht, wird durch den Punkt A dargestellt [9]. Dieser Beton enthält infolge der mangelnden Verdichtungswilligkeit einen hohen Gehalt an Luftporen. Durch Erhöhung des w/b-Wertes nimmt der Porengehalt infolge einer besseren Verdichtungswilligkeit ab bzw. werden die Poren mit Wasser gefüllt, so dass die relative Dichte ansteigt. Theoretisch enthält das Gemisch im Punkt C bei einem optimalen w/b-Wert (hier 0,13) keine eingeschlossene Luft mehr. In der Realität liegt der LP-Gehalt noch bei rd. 2 Vol.-%, da das Hohlraumvolumen der Kornmischung der Summe von Wasser und eingebrachter Luft entspricht.

Nach Richard und Cheyrezy [9] liegt die optimale relative Dichte k_{rel} bei 0,87 und kann bei zwei verschiedenen w/b-Werten erreicht werden (Punkt B und D). Die zu Punkt D gehörende Mischung mit dem höheren w/b-Wert (hier $\approx 0,15$) weist bessere rheologische und mechanische Eigenschaften auf. Eine Steigerung des w/b-Wertes darüber hinaus (Punkt E) führt zu einer Verringerung der relativen Dichte und der Festigkeit (siehe Abbildung 5) infolge der über die Hohlraumfüllung hinausgehenden zugegebenen Wassermenge.

Bei dieser Mischungszusammensetzung (siehe Anhang - Tabelle 1). entsprach die Gesamtwassermenge (Anmachwasser und wässriger Anteil des Fließmittels) 32 Vol.-% des Stoffraumes, der durch die Feinststoffe Zement, Quarzmehl und Silikastaub eingenommen wurde. Dieser Wert entspricht genau dem Hohlraumgehalt der bei der höchsten Packungsdichte der Feinststoffe erreicht werden kann (vgl. Abbildung 2). Da selbst bei Beschränkung des Wassergehaltes auf den zur Füllung des Hohlraumes erforderlichen Gehalt die relative Dichte k_{rel} nicht über 0,88 gesteigert werden konnte, muss dieser als oberer Grenzwert angesehen werden. Nach Literaturangaben [9] können durch eine einige Minuten andauernde Druckbeaufschlagung (50 N/mm^2) des Frischbetons in der Form die Verarbeitungsporen ausgetrieben und ca. 20 bis 25 % des Wassers ausgepresst werden. Dies führte zu einem Ansteigen der relativen Dichte k_{rel} um mehr als 2 %.

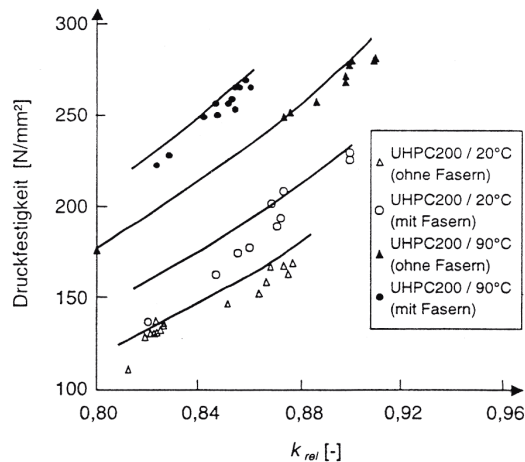


Abbildung 5: Druckfestigkeit in Abhängigkeit der relativen Dichte k_{rel} [9]

Neuere Rezepturentwicklungen von Bornemann et. al. [47], bei denen ein Teil des Zementes volumetrisch durch Gesteinsmehle ersetzt wurde, führten bei ähnlichen Wassermengen zu optimalen w/b -Werten $\geq 0,28$. Die Festigkeiten fielen dabei nicht ab, da sich durch den teilweisen Austausch des Zementes durch Quarzmehl lediglich der Anteil an unhydratisiertem Zement verringerte (vgl. Abbildung 15).

2.1.4 Mischungsanteile und Qualität der Ausgangsstoffe

2.1.4.1 Gesteinskörnung

Üblicherweise wird als Gesteinskörnung für ultrahochfeste Betone Quarzsand verwendet [4, 9]. Quarzsande zeichnen sich aufgrund

- § der leichten Verfügbarkeit bei gleichzeitig günstigem Preis,
- § der hohen Festigkeit des Gesteins und
- § der Ausbildung einer dichten und festen Übergangszone zwischen Zuschlag und Bindemittelmatrix

aus. Hinsichtlich der Gewährleistung einer fließfähigen Frischbetonkonsistenz sind Sande mit runder Kornform gegenüber jenen mit gebrochener, kantiger Kornform vorteilhafter [4, 9].

Nach Erkenntnissen von de Larrard und Sedran [4] wirkt sich der Einfluss der Zementleimschichtdicke im Bereich 0,046 bis 0,088 mm nur geringfügig auf die Druckfestigkeit von ultrahochfestem Beton aus. Diese Zementleimschichtdicken wurden für ein Größtkorn von 0,125 und 0,4 mm gemäß Gleichung 2 berechnet.

$$e_m = D(\sqrt[3]{g^*/g} - 1)$$

Gleichung 2

- e_m : maximale Zementleimschichtdicke [mm]
- D: Durchmesser des Größtkorns [mm]
- g^* : Packungsdichte des trockenen Sandes rd. 0,55 - 0,60 [-]
- g: Stoffraumanteil an der Mischung bis max. 0,40 [-]

Für die Herstellung von UHFB wird von den Autoren [4] der gröbere Sand mit einem Größtkorn von 0,4 mm empfohlen, da dieser zu einer besseren Verarbeitbarkeit und einem geringeren LP-Gehalt des Frischbetons führt. Während eine geringere Zementleimschichtdicke Aussichten auf eine höhere Druckfestigkeit verspricht darf diese jedoch zur Vermeidung von festigkeitsmindernden Verarbeitungsporen einen kritischen Wert nicht unterschreiten. Die Kenntnis der optimalen Zementleimschichtdicke würde nach de Larrard und Sedran [4] eine wirtschaftliche Optimierung der Mischungszusammensetzung ermöglichen.

Während das Größtkorn des Sandes aus Gründen der Homogenität bzw. der Zementleimschichtdicke auf rd. 0,6 mm begrenzt werden sollte, darf das Kleinstkorn aufgrund der Korngröße des Zementes einen Durchmesser von 0,15 mm nicht unterschreiten [9].

Für eine hohe Packungsdichte fordern Richard und Cheyrezy [9] bei aufeinander folgenden Kornklassen einen mindesten 13fachen Größenunterschied der mittleren Korndurchmesser d_{50} . In der Regel ist im Falle des Sandes der Zement mit einem mittleren Durchmesser von rd. 11-15 μm die nächst kleinere Kornklasse. Daraus ergibt sich ein optimaler, mittlerer Korndurchmesser des Sandes von 250 μm . Damit kugelförmige Partikel in die Zwickel größerer Partikel passen, müssen diese laut Kessler [10] rd. 3,2-fach kleiner sein. Bei Berücksichtigung des größten Korndurchmessers des Zementes von ca. 50 μm wird bei einem Kleinstkorn des Sandes von $\geq 150 \mu\text{m}$ diese Forderung ebenfalls erfüllt.

Zur Erreichung einer fließfähigen Konsistenz muss das Bindemittelleimvolumen nach Richard und Cheyrezy [9] mindestens 1,2fach größer sein als das Hohlraumvolumen des unverdichteten Sandes. Infolgedessen werden die Sandkörner voneinander distanziert und eine Kornverzahnung vermieden. Bei einer durchschnittlichen Schüttdichte eines feuergetrockneten Quarzsandes ($0,1 < \varnothing < 0,5 \text{ mm}$) von 1,40 g/ml ergibt sich ein Hohlraum von 47 Vol.-%. Unter Berücksichtigung der oben genannten Forderung sollte demnach das Bindemittelleimvolumen $\geq 565 \text{ l/m}^3$ und das Sandvolumen $\leq 435 \text{ l/m}^3$ ausfallen.

Bei dem bisher bekanntesten in UHFB ausgeführten Demonstrationsobjekt, der Brücke in Sherbrooke, betrug das Sandvolumen des ultrahochfesten Betons 380 l/m^3 [37]. Vernet et. al. [11] empfehlen für einen durchschnittlichen UHFB ein Sandvolumen von max. 400 l/m^3 .

Untersuchungsergebnisse von de Larrard et. al. [12] zum Einfluss des Gehaltes an Gesteinskörnung auf die rheologischen Eigenschaften unterschiedlichster Mörtel und Betone zeigen, dass die plastische Viskosität und damit die Verarbeitbarkeit mit steigendem Verhältnis Volumenanteil / Packungsdichte der Gesteinskörnung exponentiell ansteigt (siehe Abbildung 6).

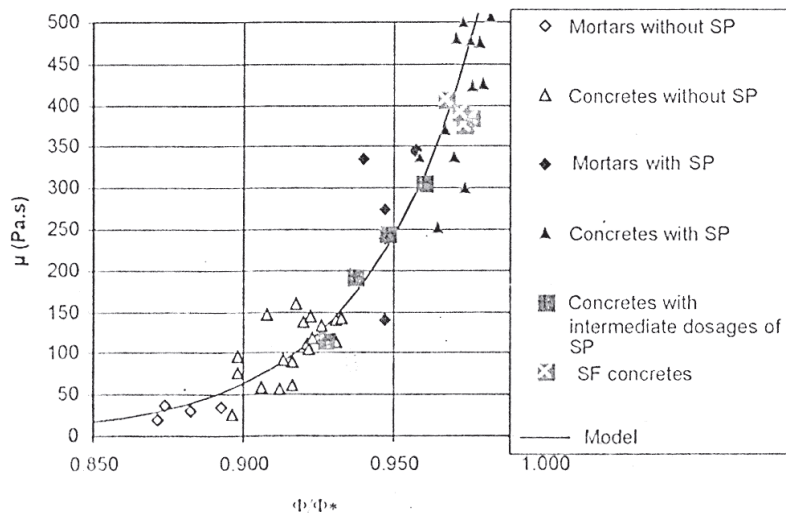


Abbildung 6: Plastische Viskosität μ der Betone und Mörtel in Abhängigkeit des Verhältnisses Volumenanteil / Packungsdichte der Gesteinskörnung [12]
 (Φ : Volumenanteil; Φ^* : Packungsdichte der Gesteinskörnung)

Da ultrahochfeste Betone zur besseren Entlüftung in einer fließfähigen Konsistenz und damit mit niedriger plastischer Viskosität hergestellt werden, muss der Sandgehalt nach oben hin begrenzt werden. Bei Berechnung des Verhältnisses aus einem Sandvolumen von 380 l/m^3 und einer Lagerungsdichte des Sandes von 53 % ergibt sich ein Verhältniswert von 0,72. Dieser Wert liegt deutlich unter der in Abbildung 6 dargestellten Modellkurve zur Herstellung von Frischbetonen und -mörteln mit niedriger plastischer Viskosität. Ursache ist die aufgrund des geringen Größtkorns sehr große Gesteinskornoberfläche bei UHFB, so dass für die Einhaltung der für die Verarbeitung erforderlichen Leimschichtdicke ein größeres Leimvolumen benötigt wird als bei herkömmlichen Mörteln und Betonen.

2.1.4.2 Stahlfasern

Zur Vermeidung eines spröden Bruchversagens werden dem UHFB dünne, hochfeste Stahlfasern beigemischt. Diese Stahlfasern besitzen eine hohe Zugfestigkeit von 2000 bis 2500 N/mm^2 .

Um Risse im Mikrobereich erfolgreich zu überbrücken und somit die Lokalisierung von einem oder mehreren dominierenden Einzelrissen zu verzögern, ist es nach übereinstimmenden Erkenntnissen verschiedener Autoren [13, 14, 23] erforderlich, viele, dünne Fasern zuzugeben. Der Faserdurchmesser sollte der Größenordnung der Mikrorisse entsprechen [14, 23] (siehe Abbildung 7 – rechts). Die Fasern müssen – um die Verarbeitbarkeit nicht erheblich zu beeinträchtigen – kurz sein. Zur Erhöhung der Duktilität infolge einer effizienten Überbrückung der Risse im Makrobereich ist die von der Faserlänge abhängige Verankerungslänge der maßgebende Parameter.

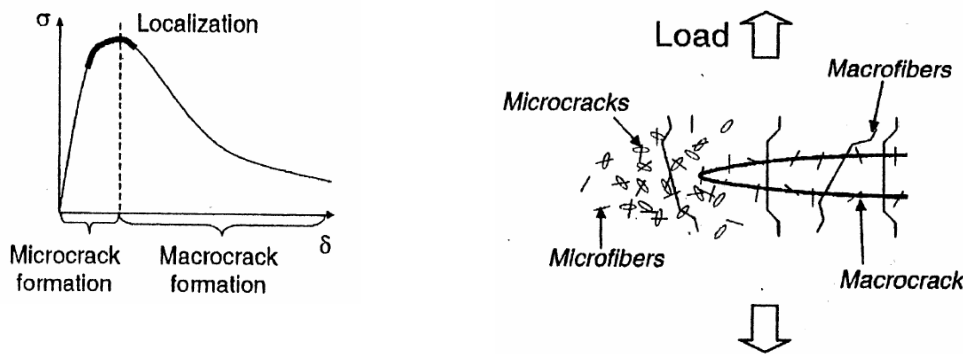


Abbildung 7: links: Zusammenhang zwischen aufnehmbarer Spannung und Rissgröße und rechts: wirksame Fasergröße in Abhängigkeit der Rissgröße [14]

Aufgrund des geringen mittleren Sandkorndurchmessers von 0,3 mm bei UHFB vergleicht Bonneau et. al. [49] die Tragwirkung einer 0,15 mm dicken und 13 mm langen Stahlfaser mit der von einem 1 m langen Bewehrungsstab mit einem Durchmesser von 10 mm bei hochfestem Beton mit einem Größtkorn von 20 mm.

Bei der Fertigteilherstellung für die Brücke in Sherbrooke [37] wurden ähnliche Stahlfasern mit einem Durchmesser von 0,20 mm und einer Länge von 12 mm eingesetzt. Diese Wahl war sicherlich hinsichtlich der Erzielung einer guten Verarbeitbarkeit und einem duktilen Nachbruchverhalten des UHFBs sowie der Wirtschaftlichkeit der Mischung wohl überlegt und durch umfangreiche Voruntersuchungen abgesichert. Diese Stahlfaserlänge wurde auch von weiteren Forschern und Anwendern [15, 16, 29] bevorzugt bei UHFB mit einer Druckfestigkeit von 200 N/mm² eingesetzt. Der Faserdurchmesser schwankt dabei zwischen 0,15 und 0,20 mm.

Ergebnisse zum Einfluss des Verhältnisses von Länge zu Durchmesser der Stahlfasern (L/D) [17, 18] zeigen, dass ein L/D-Verhältnis von 100 zu einem sehr guten Nachbruchverhalten führt. Derartige Fasern sind jedoch schwer einzumischen und neigen zur Bildung von Faserballen, der so genannten „Igelbildung“. Dagegen können Stahlfasern mit einem L/D-Verhältnis von 60 leicht eingemischt werden und bewirken hohe Biegezugfestigkeiten [17].

Der Stahlfasergehalt von UHFB liegt üblicherweise im Bereich von 1,5 bis 3 Vol.-% [19], wodurch das in Abbildung 8 dargestellte duktile Nachbruchverhalten und die hohe Biegezugfestigkeit erreicht wird. Während zur Erhöhung der Bruchenergie bereits ein Stahlfasergehalt von 2,0 bis 2,5 Vol.-% ausreicht, wird zur Erzielung hoher Biegezugfestigkeiten ein Stahlfasergehalt von 3,5 Vol.-% empfohlen [20]. Bei den zwei größeren realisierten Demonstrationsobjekten der Unterbaukonstruktion des Kühlturms im Kernkraftwerk Cattenom und der Brücke in Sherbrooke wurde ein Stahlfasergehalt von 2,0 und 2,5 Vol.-% verwendet.

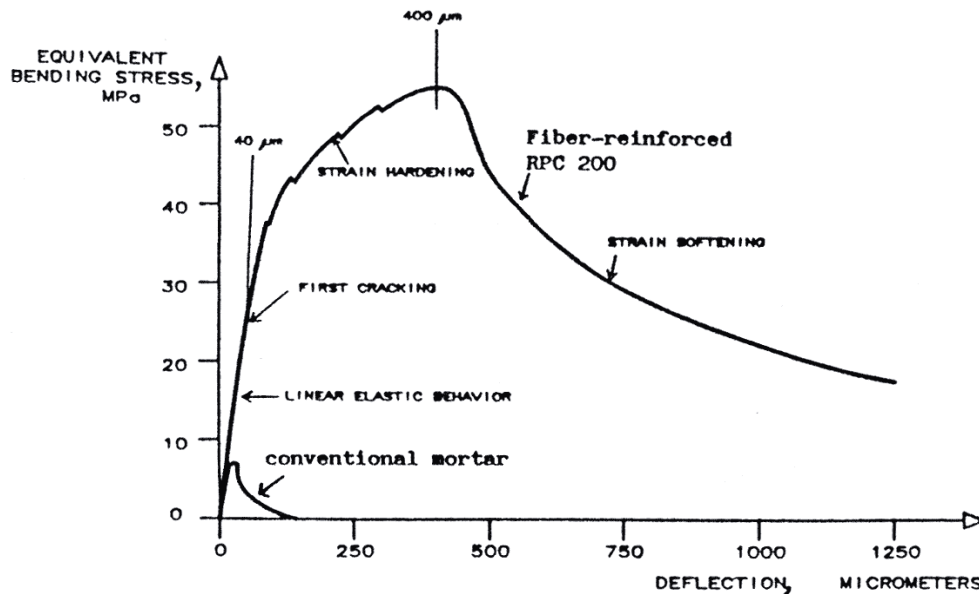


Abbildung 8: Nachbruchverhalten von UHFB im Biegezugversuch [19]

Bei der Festlegung des Stahlfasergehaltes muss ein Kompromiss zwischen der Höhe der Biegezugfestigkeit bzw. der Bruchenergie, der für den Einbau erforderlichen Konsistenz und nicht zuletzt der Wirtschaftlichkeit der Mischung eingegangen werden. Mit zunehmendem Fasergehalt verschlechtert sich die Verarbeitbarkeit und Entlüftungsneigung des Frischbetons deutlich, was zu einem erhöhten LP-Gehalt und somit einer Reduzierung der Druckfestigkeit führt. Gleichzeitig wird die Mischung zunehmend unwirtschaftlich. Die Kosten für die Stahlfasern machten bei der Herstellung der Fertigteile für die Brücke in Sherbrooke 73 % der gesamten Stoffkosten aus [37].

Zur Gewährleistung einer für die Praxis ausreichenden Duktilität schreiben die „Interim Recommendations for Ultra High Performance Fibre-Reinforced Concretes“ [21] einen Mindestfasergehalt vor. Der Mindestfasergehalt wird eingehalten, wenn die bis zur Rissöffnung von 0,3 mm gemittelte Spannung im Zugversuch mindestens der Matrixzugfestigkeit f_{ct28} entspricht bzw. im Biegezugversuch 2,5fach größer ist. Dadurch wird sichergestellt, dass das infolge der Fasertragwirkung aufnehmbare Biegemoment über dem Biegemoment bei Erstriss liegt. Dies muss im Biegezug- oder zentrischen Zugversuch überprüft werden. Mathematisch muss dafür der Spannungs-Rissöffnungs-Verlauf die Bedingung nach Gleichung 3 erfüllen:

$$\frac{1}{3 \cdot 10^{-4}} \int_0^{3 \cdot 10^{-4}} \sigma(w) dw \geq \frac{f_{ct28}}{\text{Faktor}} \quad \text{Gleichung 3}$$

- w: Rissöffnung in m
 f_{ct28} : Spannung am Ende der Linearität im Betonalter von 28 Tagen
 Faktor: 2,5 für den Biegezugversuch mit rechteckigem Querschnitt
 1,0 beim zentrischen Zugversuch

Forschungsergebnisse von Schmidt [18] zeigen, dass bei Verwendung von längeren Stahlfasern mit einem Längen- zu Durchmesser-Verhältnis (L/D) von 100 gegenüber Stahlfasern mit einem L/D-Verhältnis von 60 ohne Beeinträchtigung des Nachbruchverhaltens der Stahlfasergehalt von 2,5 auf 0,95 Vol.-% reduziert werden kann.

Ein neuer Trend bei der Optimierung der Fasermischung geht hin zur Nutzung von Synergie-Effekten bei Kombination von verschiedenen Fasertypen und -längen. Kurze Fasern, deren Durchmesser den Breiten der Mikrorisse entspricht, sollen in kleinen Abständen und somit großer Anzahl zur effizienten Überbrückung der Mikrorisse und Steigerung der maximal aufnehmbaren Zugspannung eingesetzt werden. Lange Fasern evtl. auch mit Endhaken sollen breite Risse überbrücken und die Duktilität verbessern [22, 23]. Abbildung 9 zeigt, dass durch Nutzen der Synergie-Effekte das Nachbruchverhalten gegenüber der arithmetischen Summe der einzelnen Fasertypen bei größeren Rissöffnungsweiten verbessert werden kann.

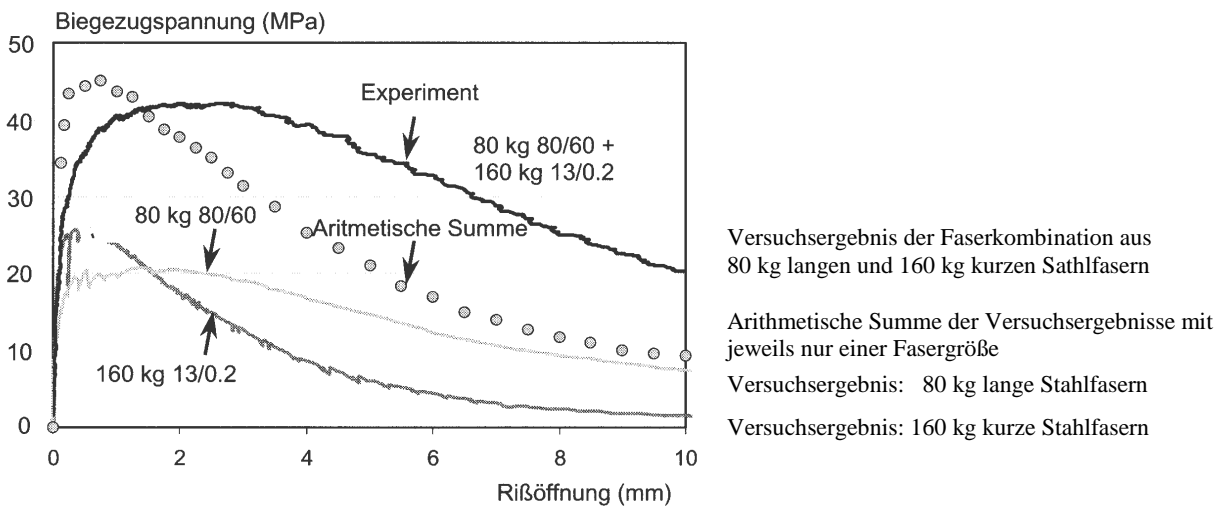


Abbildung 9: Synergie-Effekte bei Kombination von verschiedenen Stahlfasergrößen zur Erhöhung des Arbeitsvermögens [23]
(kurze Faser: $L/D = 13/0,2$ mm und lange Faser: $L/D = 60/0,71$ mm)

Während der Sandanteil und der Stahlfasergehalt sich gegenseitig kaum beeinflussen und sie gemeinsam einen Stoffraum von bis zu 400 l/m^3 einnehmen, werden die verbleibenden 600 l/m^3 durch die von der Zementmenge direkt abhängigen Mengen an Silikastaub, Quarzmehl, Fließmittel und Wasser eingenommen.

2.1.4.3 Wassergehalt

Die in der Literatur [4, 9, 16, 20, 29, 32, 35, 37] dargestellte Bandbreite zum Wassergehalt von UHFB erstreckt sich von 140 bis auf 220 l/m^3 . In den meisten Fällen liegt der Gesamtwassergehalt jedoch in einem engen Bereich von 180 bis 200 l/m^3 .

Der für eine gute Verarbeitbarkeit und Entlüftung des Frischbetons erforderliche Wassergehalt hängt im Wesentlichen von der Wirksamkeit des Fließmittels und der Packungsdichte des Korngemisches ab. Er kann mittels der in Abschnitt 2.1.3 beschriebenen Methode im Versuch bestimmt werden.

Mit dieser Methode wird derjenige Wassergehalt ermittelt, der den Übergang von einem Kornhaufwerk zu einer Suspension kennzeichnet. Ab diesem Wassergehalt sind nach Kordts und Grube [24] die Frischbetoneigenschaften durch Wasser- und Fließmittelgehalt steuerbar (siehe Abbildung 10).

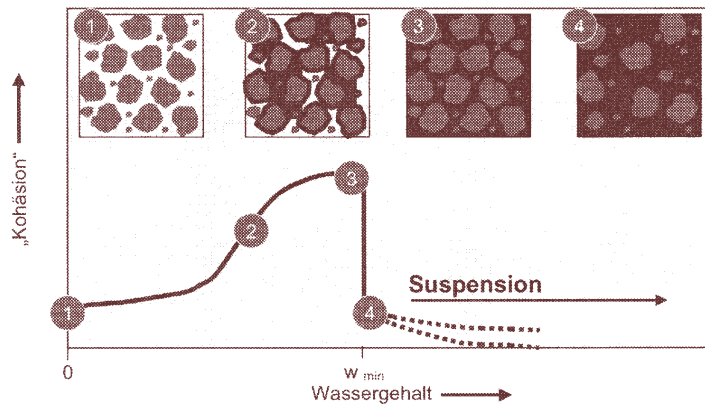


Abbildung 10: Scherwiderstand („Kohäsion“) in Abhängigkeit vom Wassergehalt beim Übergang eines Kornhaufwerks in eine Suspension [25]

2.1.4.4 Silikastaub

Silikastaub entsteht durch Kondensation aus dem Filterstaub während der Ferrosilizium- bzw. Siliziummetallherstellung bei ca. 1700 °C. Sein Anteil an reaktivem, amorphem SiO_2 liegt in der Regel über 90 M.-%. Er weist aufgrund seines Entstehungsprozesses stets eine kugelige Form und einen geringen mittleren Partikeldurchmesser von 0,5 μm auf. Die Eigenschaften des Silikastaubes hängen maßgeblich von den Ausgangsstoffen zur Metallgewinnung, dem Temperaturverlauf im Ofen und den Strömungsverhältnissen des Rauchabzugs ab.

Reaktive Silikastäube erhöhen aufgrund ihrer geringen Partikelgröße die Packungsdichte, indem sie die Zwickel des Zementes und Sandes füllen; und sie bilden mit dem $\text{Ca}(\text{OH})_2$ infolge der puzzolanischen Reaktion feste CSH-Phasen [6, 9]. Diese Effekte führen zu einer Verbesserung des Verbundes zwischen Bindemittelmatrix und Zuschlag [26] bzw. Stahlfaser [27].

Weder die Reinheit der Silikastäube, ausgedrückt im Gehalt an amorphem SiO_2 , noch ihre spezifische Oberfläche nach BET (Messverfahren nach Brunauer, Emmett und Teller beruht auf der isothermen Gasadsorption von Stickstoff) ist nach de Larrard [6] das für eine gute Verarbeitbarkeit und hohe Festigkeit der Betone entscheidende Kriterium. Die besten Frisch- und Festbetoneigenschaften erzielte er mit einem Silikastaub, der einen SiO_2 -Gehalt von 91,5 %, eine geringe spez. Oberfläche nach BET von 14,2 m^2/g , ein Na_2O -Äquivalent von lediglich 0,2 % aufwies und frei von Kohlenstoff war.

Untersuchungen [6, 28] an Silikastäuben unterschiedlicher Herkunft zeigen, dass ein erhöhter Kohlenstoffgehalt, erkennbar an einer dunkleren Farbe, sich negativ auf die rheologischen Eigenschaften von Bindemittelleim auswirkt (siehe Abbildung 5).

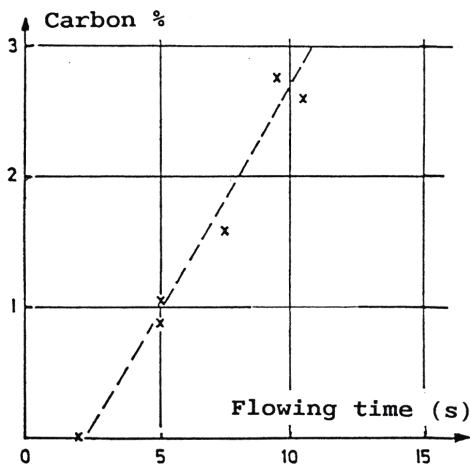


Abbildung 11: Verarbeitbarkeit des Bindemittelleimes (Fließzeit = Flowing time) in Abhängigkeit vom Kohlenstoffgehalt des Silikastaubes [6]

Vergleichsuntersuchungen [6] mit gezielt zugesetztem Kohlenstoff belegen, dass nicht die Kohlenstoffpartikel (Partikelgröße = 10 μm) für die geringere Fließfähigkeit der Bindemittelleime verantwortlich sind. De Larrard [6] vertritt die Meinung, dass die Kohlenstoffpartikel ein Zeugnis des Temperaturverlaufes während der Herstellung des Silikastaubes sind. Weiterhin vermutet er, dass dieser Temperaturverlauf für die mehr oder weniger ausgeprägte Agglomerationsneigung des Silikastaubes verantwortlich ist.

Entgegen der Erwartung, dass die puzzolanische Reaktion des Silikastaubes durch ein erhöhtes Alkaliäquivalent beschleunigt wird, stellte de Larrard [6] bei Untersuchungen an Mörteln (sf-Gehalt = 18 M.-% bez. a. Z.; w/z-Wert = 0,25) fest, dass mit zunehmendem Alkaligehalt des Silikastaubes die 28-Tage-Druckfestigkeit der Mörtel abnimmt.

Der Gehalt an zugesetztem Silikastaub spielt bei der Erzielung der gewünschten Frisch- und Festbetoneigenschaften eine maßgebliche Rolle. Üblicherweise werden bei UHFB hohe Silikastaubgehalte von 25 bis 30 M.-% bez. auf den Zement eingesetzt [29].

Für eine infolge der vollständigen Füllung der Zwickel hohe Packungsdichte und der damit verbundenen optimalen rheologischen Eigenschaften des Frischbetons ist nach dem Modell von de Larrard ein Gemisch aus 17 bis 23 % Silikastaub und 83 bis 77 % Zement (siehe Abbildung 2) optimal. Dieses Verhältnis entspricht einem Silikastaubgehalt von 20 bis 30 Vol.-% bez. auf den Zement. Bei Berücksichtigung der Reindichten von Zement und Silikastaub entspricht dieses Verhältnis einem optimalen Silikastaubgehalt von 15 bis 23 M.-% bez. auf den Zement. In der Regel werden jedoch etwas höhere Gehalte eingesetzt, da zum einen zusätzlich Quarzmehl mit einer dem Zement entsprechenden Korngrößenverteilung eingesetzt und somit der Zwickelraum vergrößert wird und zum anderen nicht zu erwarten ist, dass jedes Silikastaubpartikel den ihm zugeordneten Platz einnimmt. Letzterer Einfluss verringert sich theoretisch mit zunehmender Mischintensität und besserer Dispergierung des Silikastaubes.

Berechnung des erforderlichen Silikastaubgehaltes anhand der Mischungszusammensetzung für die Brücke in Sherbrooke [37]:

- *Mengenverhältnis Quarzmehl / Zement* = $210 \text{ kg/m}^3 / 705 \text{ kg/m}^3$
- *Volumenverhältnis Quarzmehl / Zement* infolge der unterschiedlichen Dichten $(210/2,63) / (705/3,1) = 0,35$
- *Erf. Silikastaubgehalt bez. auf den Zement* (siehe Abbildung 2) zur Füllung der Zwickel des Gemisches aus Zement und Quarzmehl = $30 \text{ Vol.-%} \cdot (1+0,35) = 40,5 \text{ Vol.-%}$, bzw. $= 23 \text{ M.-%} \cdot (1+0,35) = 31 \text{ M.-%}$.

Wird bei dem zu füllenden Zwickelvolumen von 705 kg/m^3 Zement die Zugabe von 210 kg/m^3 eines Quarzmehls mit einer dem Zement ähnlichen Korngrößenverteilung berücksichtigt, so ergibt sich nach obiger Rechnung ein optimaler Silikastaubgehalt von rd. $40,5 \text{ Vol.-%}$ bzw. 31 M.-% bezogen auf den Zement. Tatsächlich enthielt der UHFB für die Sherbrooke-Brücke bei diesen Mengen an Zement und Quarzmehl einen Silikastaubgehalt von $43,2 \text{ Vol.-%}$ bzw. $32,4 \text{ M.-%}$ bez. auf den Zement. Dieser lag somit nur wenig über dem mit Hilfe des Packungsmodells berechneten optimalen Gehalt.

Der für die Zwickelfüllung optimale Silikastaubgehalt dürfte ähnlich wie der Wasseranspruch für Normsteife von der Korngrößenverteilung des Zementes (siehe Abbildung 14) abhängig sein. Diese Vergleichsbetrachtung legt nahe, dass der optimale Silikastaubgehalt je nach Korngrößenverteilung des Zementes um maximal $\pm 10 \%$ um einen Wert in der Größenordnung von 30 Vol.-% bez. a. Z. variiert. Dadurch ergibt sich eine realistische Bandbreite für den optimalen Silikastaubgehalt von 27 bis 33 Vol.-% bez. a. Z..

Untersuchungsergebnisse von Chan et. al. [27] zeigen, dass die höchsten Stahlfaserauszugskräfte bei einem Silikastaubgehalt des UHFBS von 20 bis 30 M.-% bez. a. Z. erreicht und somit die Bruchenergie maximiert wurde (siehe Abbildung 12). Berücksichtigt man die in dieser Mischung enthaltene Quarzmehlmenge von 35 M.-% bezogen auf den Zement, so ergibt sich ein volumetrisches Verhältnis zwischen Silikastaub und dem durch Zement und Quarzmehl eingenommenen Stoffraum von 20 bis 30% . Dieses Verhältnis entspricht genau dem im Modell von de Larrard geforderten Wert zur Erreichung der höchsten Packungsdichte.

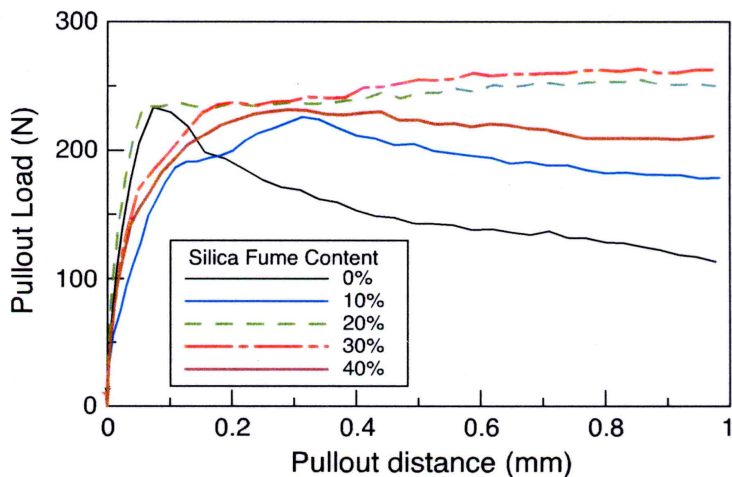


Abbildung 12: Auszugskraft von Stahlfasern in Abhängigkeit vom Silikastaubgehalt des UHFBS (9 Einzelfasern; $\varnothing/L = 0,16 / 13$ mm; Anordnung senkrecht zur Rissflanke) [27]

Die Oberfläche der ausgezogenen Stahlfasern wies bei einem Silikastaubgehalt von 30 M.-% die meisten Rückstände an anhaftender Matrix auf [27], was als Maß für den ausgezeichneten Verbund betrachtet werden kann.

Silikastaubgehalte in dieser Größenordnung reichen unter der Annahme einer vollständigen Zementhydratation zum restlosen Verbrauch des gebildeten, wenig festen $\text{Ca}(\text{OH})_2$ aus. Da jedoch der Zement bei den geringen w/z-Werten nur zu rd. 40 bis 60 % hydratisiert [30, 107], verbleibt nach Abschluss der puzzolanischen Reaktion unreaktierter amorpher Silikastaub in der Matrix zurück [9].

2.1.4.5 Quarzmehl

Quarzmehl wird dem UHFBS üblicherweise in einer dem Zement ähnlichen Feinheit (spez. Oberfl. n. Blaine = $3800 \text{ cm}^2/\text{g}$ [35]) zugegeben. Nach Richard und Cheyrezy [9] ist eine Zugabe von Quarzmehl insbesondere für eine höhere Effektivität der Wärmebehandlung erforderlich. Unter folgenden Bedingungen trägt Quarz zur Bildung von festen, dem natürlichen Tobermorit ähnlichen CSH-Phasen bei:

- § bei Anwesenheit von $\text{Ca}(\text{OH})_2$,
- § bei Erhöhung der Löslichkeit infolge von frischen Bruchflächen, Rissen und Kanten nach einer Mahlung und
- § bei erhöhten Temperaturen.

Nach Richard und Cheyrezy ist für die unter Wärmezufuhr auftretende Umwandlung von amorphen Hydraten in Tobermorit, welcher ein C/S Verhältnis von 5/6 aufweist, ein Masseverhältnis $\text{SiO}_2/\text{Zement}$ von 0,62 optimal [9]. Auch bei den Mischungszusammensetzungen für die Brücke in Sherbrooke [37] und der Unterbaukonstruktion des Kühlturms Cattenom [16] wurde dieser Wert eingehalten.

Der Anteil an Siliziumoxid (SiO_2) wird dabei durch den Silikastaub und das Quarzmehl abgedeckt. Demnach kann die erforderliche Quarzmehlmenge bei bekanntem Silikastaubgehalt von 25 bis 30 M.-% b. a. Z. leicht berechnet werden und liegt zwischen 37 und 32 M.-% b. a. Z.. Mittels ^{29}Si -NMR-Spektroskopie wiesen Zanni et. al [31] an Proben aus ultrahochfestem Beton nach, dass das Quarzmehl sich nur bei einer über 8 Stunden andauernden Wärmebehandlung bei Temperaturen von mindestens $90\text{ }^\circ\text{C}$ an der puzzolanischen Reaktion beteiligte. Bei einer $20\text{ }^\circ\text{C}$ -Lagerung der Proben verhielt sich das Quarzmehl selbst nach 28 Tagen absolut inert.

Aus Sicht der Wirtschaftlichkeit ist es erstrebenswert, den Silikastaubgehalt auf den für die gewünschten rheologischen Eigenschaften erforderlichen Mindestgehalt zu begrenzen und zur Einhaltung des C/S-Verhältnisses die Quarzmehlmenge zu erhöhen.

2.1.4.6 Zement

Zur Herstellung von UHFB muss der Zement einen geringen Wasseranspruch, eine gute Verträglichkeit mit dem Fließmittel und schließlich ein nicht zu schnelles Erstarrungsverhalten aufweisen. Gemäß den Angaben aus der Literatur [4, 9, 32] werden für die Herstellung von ultrahochfesten Betonen wegen ihres geringen C_3A -Gehaltes fast ausschließlich Portlandzemente mit hohem Sulfatwiderstand eingesetzt. Als Argument wird an erster Stelle die bessere Verarbeitbarkeit der damit hergestellten Frischbetone genannt. Gründe dafür sind der mit verringertem Anteil an Sulfatträger geringere Wasseranspruch und das gegenüber der C_3A -Phase deutlich geringere FM-Adsorptionsvermögen der übrigen Klinkerphasen [33, 34, 36]. Das zweite Argument ist die Vermeidung von Gefügestörungen infolge von Treiberscheinungen durch Bildung von sekundärem Ettringit nach einer frühen Wärmebehandlung. Weitere Literaturstellen [4, 35, 36, 37] geben einen Hinweis darauf, dass sich ein geringerer Anteil löslicher Alkalien des Zementes günstig auf die Verarbeitbarkeit auswirkt.

In den ersten 5 bis maximal 15 Minuten nach dem Anmachen reagieren etwa 2 bis 15 % des im Zement enthaltenen C_3A [38] und etwa 1 bis 2 M.-% des C_3S [39] mit dem Anmachwasser. Anschließend folgt eine mindestens zweistündige Ruheperiode, welche auch Induktionsperiode genannt wird.

Die in der Prä-Induktionsperiode gebildeten Reaktionsprodukte aus dem zugesetzten Calciumsulfat (Erstarrungsregler) bzw. den Sulfationen aus dem Zementklinker und dem C_3A bilden auf der Oberfläche der Zementpartikel ein lockeres Gefüge aus Ettringit [40]. Das Gefüge erhöht die Oberflächenrauigkeit der Zementpartikel und bindet in seinen Hohlräumen einen Teil des Anmachwassers, wodurch der Wasseranspruch etwas erhöht wird [40]. Ein schnelles Erstarren wird durch dieses Gefüge jedoch verhindert.

Die C₃A-Reaktionsfähigkeit wird insbesondere bei Zementen mit höheren K₂O-Gehalten in der Prä-Induktionsperiode durch Erhöhen des Sulfatisierungsgrades verzögert. Der Sulfatisierungsgrad gibt an, welcher Anteil der Alkalien im Zement als Sulfat gebunden ist [41]. Er hängt von dem Sulfatangebot im Drehofen ab und wird durch das beim Mahlen zugegebene SO₃ nicht beeinflusst. Bei hohen Sulfatisierungsgraden geht ein großer Teil der Alkalien innerhalb weniger Minuten in Lösung, so dass der pH-Wert der wässrigen Lösung dadurch beeinflusst wird. Maßgebend für die in der Prä-Induktionsperiode entstehenden Hydratationsprodukte und somit für das Erstarrungsverhalten sind die gelösten Aluminat- und Sulfatmengen und deren Lösungsgeschwindigkeit [40] (siehe Abbildung 13).

Reaktionsfähigkeit des Klinkers	Sulfatangebot aus der Lösung	Hydratationszeit		
		10 Minuten	1 Stunde	3 Stunden
Rekristallisation des Ettringits →				
I. gering	gering	Ettringithülle plastisch	 plastisch	 erstarrt
II. hoch	hoch	 plastisch	 steif-plastisch	 erstarrt
III. hoch	gering	Ettringithülle C ₄ AH ₁₃ -Monosulfat Gips im Porenraum erstarrt	 erstarrt	 erstarrt
IV. gering	hoch	Ettringithülle, sek. Gips im Porenraum erstarrt	 erstarrt	 erstarrt

Abbildung 13: Schematische Darstellung der Gefügeentwicklung beim Erstarren von Portlandzement in Abhängigkeit von der Reaktionsfähigkeit des C₃A und von dem Sulfatangebot [38]

Die optimale Menge an Sulfatträger, der zur Steuerung der Erstarrung zugegeben wird, ist gerade so groß, dass dieser mit dem C₃A noch während der Prä-Induktionsperiode ausschließlich als Ettringit auf der Oberfläche der Zementkörner gebunden werden kann [40]. Ohne die Mahlfeinheit zu berücksichtigen kann er nach [42, 43] gemäß Gleichung 4 berechnet werden:

$$opt.SO_3 = 0,789 + 0,1149 \cdot C_3A + 1,872 \cdot Na_2O - \text{Äquivalent} \quad [M.-%] \quad \text{Gleichung 4}$$

Hinsichtlich der Mahlfeinheit haben Untersuchungen [9] gezeigt, dass sich sehr fein gemahlene Zemente mit einer hohen spezifischen Oberfläche nach Blaine aufgrund ihres hohen

Wasseranspruchs nicht für die Herstellung von UHFB eignen. Die RRSB-Korngrößenverteilung gibt zur Charakterisierung der Sieblinie von Zementen die beiden Kenngrößen Lageparameter x' und das Steigungsmaß n vor. Der Lageparameter x' gibt an, dass 63,2 % der Zementkörner einen geringeren Durchmesser aufweisen. Die Steigung n der Sieblinie im RRSB-Netz ist ein Maß für die Breite der Verteilung. Je kleiner n ist, umso breiter ist die Verteilung und geringer der Wasseranspruch des Zementes (siehe Abbildung 14). Das Steigungsmaß wird maßgeblich von der Art der verwendeten Mühle bestimmt.

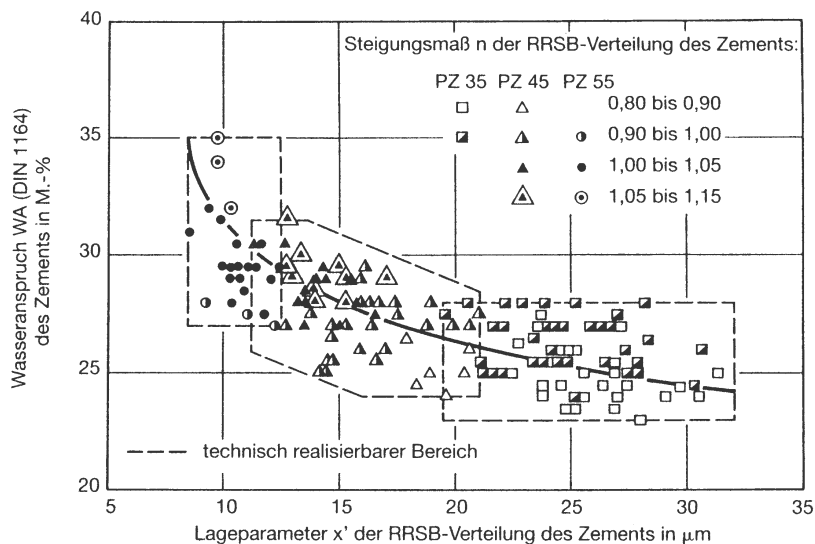


Abbildung 14: Wasseranspruch deutscher Portlandzemente in Abhängigkeit von Lageparameter x' und Steigungsmaß n der RRSB-Korngrößenverteilung [45]

Nur vereinzelt enthält die Literatur zum UHFB genaue Angaben zur Korngrößenverteilung der Zemente. Z. B. setzten de Larrard und Sedran [4] zur Herstellung eines UHFBs mit optimierter Packungsdichte einen Zement ein dessen Anteil an Körnern mit einem Durchmesser $< 20 \mu\text{m}$ bei 60 % lag. Dieser Wert, der etwa dem Lageparameter im RRSB-Netz entspricht, ist typisch für Zemente der Festigkeitsklasse 32,5 oder aber wird bei Zementen der Festigkeitsklasse 42,5 mit einem Steigungsmaß kleiner 1,0 angetroffen [44, 45]. Letztere zeichnen sich nicht nur durch die höhere Festigkeitsklasse sondern auch durch einen infolge der breiteren Korngrößenverteilung geringen Wasseranspruch aus (siehe Abbildung 14). Hier [4] handelte es sich um einen Portlandzement der Festigkeitsklasse 42,5 mit einem C_3A -Gehalt von nur 4,1 % und einem sehr geringen Na_2O -Äquivalent von 0,2. Anhand dieser Kennwerte kann davon ausgegangen werden, dass der Zement eine breite Korngrößenverteilung und einen geringen Wasseranspruch aufwies (vgl. Abbildung 14).

Schmidt [46] verwendete zur Herstellung von UHFB einen Portlandzement der Festigkeitsklasse 52,5 mit hohem Sulfatwiderstand (CEM I 52,5 R-HS). Die Korngrößenverteilung dieses Zementes wird über einen Lageparameter von $12 \mu\text{m}$ und ein Steigungsmaß von 1,00 beschrieben.

Die zur Herstellung von UHFB erforderliche Zementmenge ergibt sich bei der Stoffraumrechnung wenn die optimalen Verhältnisse von Silikastaub und Quarzmehl zu Zement berücksichtigt werden. Nachfolgend erfolgt eine Beispielrechnung (siehe Tabelle 1) unter Berücksichtigung dieser Verhältnisse anhand der Mischungszusammensetzung für die Fertigteile der Sherbrooke-Brücke [37]:

Zunächst werden dem gesamten Stoffraum von 1 m³ die durchschnittlichen Volumina des Sandes, der Stahlfasern und des Wassers von 374, 25 und 195 l/m³ abgezogen.

Der übrige Stoffraum von 406 l muss durch das Gemisch aus Zement, Quarzmehl (evtl. auch ein anderes Gesteinsmehl oder Hüttensandmehl) und Silikastaub eingenommen werden. Wird nun zugrunde gelegt, dass der Zement und das Quarzmehl eine ähnliche Kornverteilung besitzen und ihr gemeinsames Hohlraumvolumen bei 30 Vol.-% (vgl. Abbildung 2) liegt, so entfällt auf den Silikastaub ein Stoffraum von 94 l/m³, was einer Menge von 221 kg/m³ entspricht. Abschließend müssen nur noch über das nach [9] optimale SiO₂/Zement Verhältnis von 0,62 und die unterschiedlichen Dichten von Zement und Quarzmehl die entsprechenden Mengenanteile berechnet werden. Bei dem gewählten Silikastaub zu Zementverhältnis von 0,32 ergibt sich eine Zementmenge von $221/0,32 = 691$ kg/m². Auf diese Weise stellt sich bei dieser Beispielrechnung ein w/b-Wert von 0,20 ein.

Tabelle 1: Tabellarische Darstellung der Beispielrechnung zum Entwurf der Mischungszusammensetzung

Ausgangsstoff	Opt. Anteil	Beispielrechnung		Lit.-Angabe [37] [kg/m ³]
		Menge [kg/m ³]	Stoffraum [l/m ³]	
Sand	---	990 ⁽¹⁾	374 ⁽¹⁾	990
Stahlfasern	---	200 ⁽¹⁾	25 ⁽¹⁾	200
Wasser	---	195 ⁽¹⁾	195 ⁽¹⁾	195
verbleibender Stoffraum			406	
Silikastaub	30 Vol.-% bez. (z+Q-Mehl)	221	94 ⁽²⁾	225
Zement	$(1 / 0,32) \cdot sf$ -Menge	691	220	695
Q-Mehl	$(0,62 - 0,32) \cdot z$ -Menge	207	78	210
Fließmittel	---	empirisch ermitteln		45

(1): Eingangswerte gemäß der Zusammensetzung des UHFBs für die Fertigteile der Brücke in Sherbrooke [37]

(2): Silikastaubvolumen = gew. Anteil · verbleibender Stoffraum / (1 + gew. Anteil)

Neuere Entwicklungen bei der Optimierung der Zusammensetzung von UHFB [47] zeigen, dass bei konstantem Volumenverhältnis von Wasser und Feinststoffen (Partikeldurchmesser < 0,125 mm) von 0,44 ein wesentlicher Teil des Zementes durch Quarzmehl ohne Festigkeitsverlust ersetzt werden kann (siehe Abbildung 15).

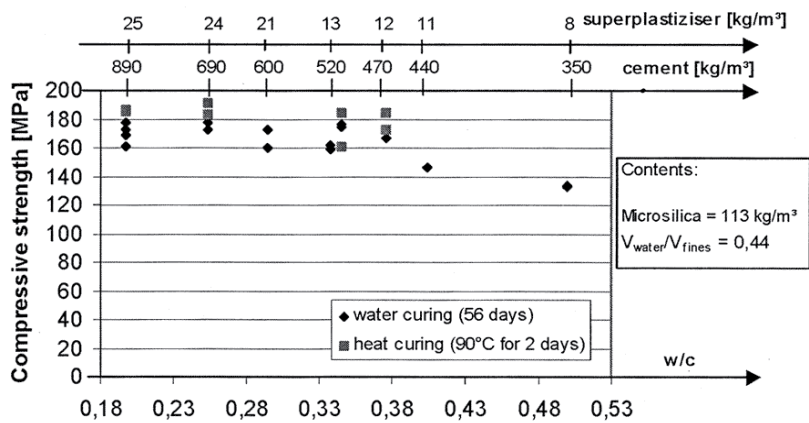


Abbildung 15: Einfluss eines teilweisen vol. Austausches von Zement durch Quarzmehl auf die Druckfestigkeit und den w/z-Wert von UHFB [47]

Eine Verringerung der Druckfestigkeit wurde erst ab einem durch den Zementaustausch auf 0,38 erhöhten w/z-Wert festgestellt (siehe Abbildung 15). Dies ist vor dem Hintergrund, dass bei w/z-Werten $> 0,36$ bei einer Wasserlagerung der Proben Kapillarporen entstehen [40], einleuchtend. Durch den Austausch konnte infolge einer Verringerung der Zementmenge von 890 auf 470 kg/m³ die FM-Menge unter Beibehaltung eines Ausbreitmaßes von ≥ 65 cm ebenfalls halbiert werden.

2.1.4.7 Fließmittel

Fließmittel (FM) der neuesten Generation auf Basis von Polycarboxylatethern zeichnen sich gegenüber den herkömmlichen FM durch die Fähigkeit zu einer wesentlich höheren Wassereinsparung und einem Konsistenzerhalt über einen längeren Zeitraum aus. Mit Hilfe dieser FM ist eine hohe Verflüssigung des Frischbetons bei gleichzeitig niedriger FM-Dosierung möglich [36, 9]. Es handelt sich hierbei um polyether-modifizierte Copolymere mit kammartig aufgebauter Molekülstruktur aus verschiedenen Monomeren wie (Meth)acrylsäure, Maleinsäureanhydrid, Styrol und Vinyl-/Allylderivaten [48]. Um beim Einsatz von FM nicht zuviel Wasser in den ultrahochfesten Beton einzubringen, haben die wässrigen Lösungen meist einen hohen FM-Wirkstoffgehalt von 30 bis 40 M.-% [49].

Die Wirkstoffmoleküle dieser FM adsorbieren bevorzugt an die C₃A-Phasen und verändern das Oberflächenpotential der Phasen hin zu negativeren Werten als bisherige FM, so dass eine elektrostatische Abstoßung zwischen den Zementkörnern erfolgt und deren Agglomeration verhindert wird [48]. Durch die geringere Adsorption an die Klinkerphasen C₃S und C₂S wird deren Hydratation und damit die Entwicklung der Frühfestigkeit weniger beeinflusst. Weiterhin haben diese Untersuchungen [48] gezeigt, dass die im Polycarboxylatether gebundenen Polyethergruppen eine starke sterische Abstoßung bewirken. Durch die erhöhte FM-Wirksamkeit wird die Bildung von Ettringit länger verhindert, was sich in längeren Verarbeitungszeiten niederschlägt. Die Wahl des Fließmittels kann jedoch nicht unabhängig von dem verwendeten Zement getroffen werden.

Bonneau et. al. bestätigten anhand umfangreicher Untersuchungen [36] zum Einfluss der FM-Art und -Dosierung die erwähnte erhöhte Wirksamkeit der neuen FM beim Einsatz im UHFB. In Abbildung 16 wurden die Wirkungen der FM auf Basis von Carboxylatether (CAE), Polynaphthalinsulfonaten (PNS) und Polymelaminsulfonaten (PMS) gegenüber gestellt. Aufgrund der Minimierung der interpartikulären Kräfte (Wechselwirkungen zwischen den reaktiven Oberflächen) führte das FM auf Basis von Carboxylatether zu der geringsten Fließgrenze und bewirkte eine bessere Dispergierung der Feinstpartikel. Über den verbesserten Füller- und Kugellagereffekt der Feinstpartikel verminderte sich die relative Viskosität des Frischbetons ebenfalls.

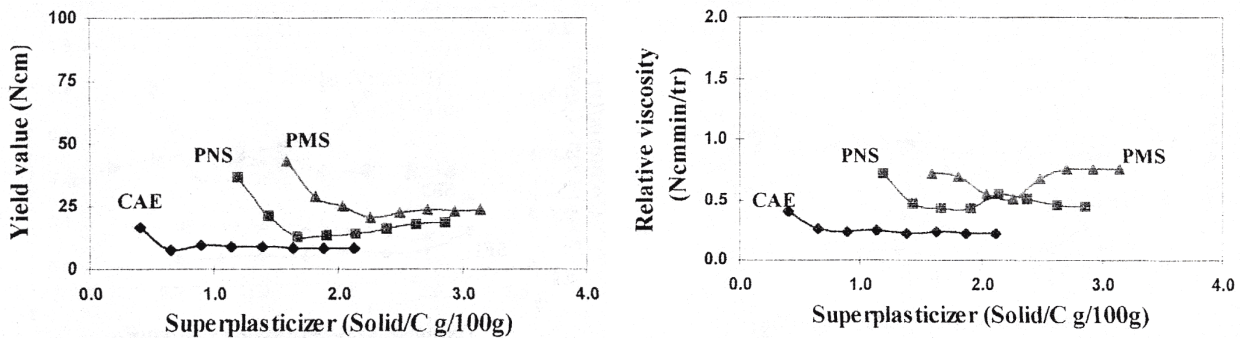


Abbildung 16: Fließgrenze (links) und relative Viskosität (rechts) der UHFB in Abhängigkeit der FM-Art und -Dosierung (FM-Wirkstoff bez. a. Z.) [36]

Gleichzeitig fiel der FM-Sättigungsgehalt bei Einsatz des FM auf Basis von Carboxylatether mit rd. 1,0 M.-% FM-Wirkstoff bez. a. Z. am geringsten aus. Der FM-Sättigungsgehalt gibt die FM-Dosierung an, ab der keine weitere Verflüssigung des Frischbetons mehr zu beobachten ist. Bei über den Sättigungsgehalt hinausgehenden Dosierungen geben Richard und Cheyrezy [9] zu bedenken, dass es zu einer Verzögerung der Zementhydratation kommen kann.

De Larrard und Sedran ermittelten für ein FM auf Basis von Melaminkondensaten einen Sättigungsgehalt des FM-Wirkstoffes, der sich aus den Anteilen 1,3 M.-% vom Zement und 2,0 M.-% vom Silikastaub zusammensetzte [4]. Wird dieser bei dem verwendeten Silikastaubgehalt von 30 M.-% bez. a. Z. nur auf die eingesetzte Zementmenge umgerechnet, ergibt sich ein Wert von 1,9 M.-%.

2.2 Mischen und Einbauen des Frischbetons

2.2.1 Allgemeines

Aufgrund der für das Mischen von UHFB spezifischen Randbedingungen wie, die große zu benetzende Oberfläche, die auf die Oberfläche bezogene geringen Wassermenge, die Zugabe von Fasern und die für eine gute Entlüftung erforderliche fließfähige Konsistenz, ist es erforderlich, bei der Herstellung des Frischbetons erhöhte Anforderungen an die Mischtechnik zu stellen sowie die Mischreihenfolge und -zeiten darauf abzustimmen. Beim Einbringen und Verdichten besteht

wegen der fließfähigen Konsistenz des Frischbetons die Gefahr des Absetzens bzw. der ungewünschten Orientierung der Stahlfasern.

Die Literatur enthält nur wenige detaillierte Angaben zu der für das Mischen von UHFB erforderlichen Mischtechnik und -reihenfolge. Nachfolgend werden die bisher veröffentlichten Angaben dargestellt und kommentiert.

2.2.2 Mischtechnik und -reihenfolge

Perry [50] bestätigt, dass es mit der in Betonwerken vorhandenen Mischtechnik möglich ist, Frischbetone für UHFB herzustellen, wenn Mischzeiten von 5 bis 15 min eingehalten werden. Das Einbauen eines zusätzlichen Wirblers, der hohe Scherkräfte bewirkt, kann die Frischbetoneigenschaften hin zu weicheren Konsistenzen verbessern und die Mischzeiten verkürzen.

Bei Betrachten der Mischreihenfolgen in Tabelle 2 fällt auf, dass unabhängig vom eingesetzten Mischer immer eine aufgeteilte Zugabe des FM erfolgte. Anhand der Mischreihenfolge von de Larrard und Sedran kann man erkennen, dass es wichtig ist, eine Agglomeration des Silikastaubes durch Zugabe von Fließmittel von Anfang an zu vermeiden.

Tabelle 2: Angaben zur Mischtechnik und –reihenfolge aus der Literatur

Literaturstelle	De Larrard u. Sedran [4] 1994	Bonneau et. al.[49] 1997	Bonneau et. al.[49] 1997
Mischer	üblicher Mischer mit 3 Geschwindigkeitsstufen	Transportbeton- mischfahrzeug 2,6 m ³	Ringtrommelmischer im Fertigteilwerk 1,35 m ³
Mischphase 1	Mischen des Wassers, des Silikastaubes und 33 % des FM bis die Mischung homogen aussieht	Trockenes Homogenisieren aller Pulver bis einheitl. Farbe	Trockenes Homogenisieren aller Pulver in 3 min
Mischphase 2	Stetiges Einmischen des Zementes und 50 % des FM	Zugabe Wasser und der Hälfte des FM	Zugabe Wasser – 20 l und der Hälfte des FM
Mischphase 3	Einmischen des Sandes	Mischen	2 min Mischen
Mischphase 4	Mischen für 1 min bei höchster Geschwindigkeit	Zugabe Rest-FM gelöst in gleichem Wasservol.	Zugabe Rest-FM gelöst in den 20 l Restwasser
Mischphase 5	Zugabe des Rest-FM (17 %)	Zugabe der Stahlfasern	Mischen 4 min
Mischphase 6	Mischen für 1 min bei höchster Geschwindigkeit	Mischen	Zugabe der Stahlfasern und Einmischen 9 min
LP-Gehalt	1,9 – 6,0 [Vol.-%] ⁽¹⁾	keine Angaben	keine Angaben

⁽¹⁾: nach 2-minütiger Rüttelverdichtung

Bei Untersuchungen von Marchuk [51] an Zementleimen und Mörteln stellten sich hinsichtlich der Dispergierung von Silikastaub folgende Parameter als sehr vorteilhaft heraus:

- § Zugabe der Silikastaubsuspension zum bereits angemischtem Zementleim,
- § Einsatz von Fließmittel,
- § Vorhandensein einer Gesteinskörnung, z. B. Sand und
- § Verwendung eines hochoberflächigen Mischers.

Eine verlängerte Mischdauer führte dagegen bei ungünstiger Zugabereihenfolge der Silikastaubsuspension zu dem trockenen Zement und gleichzeitiger Verwendung eines üblichen Mörtelmischers lediglich zu einer unwesentlichen Verkleinerung der Silikastaub-Agglomerate.

Bezüglich der erforderlichen Mischzeiten für die Aufbereitung von UHFB gibt es nur wenige Literaturangaben. Bonneau [49] gibt Mischzeiten an, die für die Aufbereitung einer 1,35 m³-Charge in einem üblichen Mischer eines Fertigteilwerkes benötigt wurden (siehe Tabelle 2). Die Gesamtmischzeit betrug in diesem Fall mehr als 18 Minuten, was sehr lang ist und die Durchsatzleistung einer solchen Anlage auf weniger als 5 m³/h herabsetzt.

Die Mischanweisung [52] für „Ductal®“, eine Trockenmischung für ultrahochfesten Beton, vertrieben durch die Firmenkooperation von Rhodia, Bouygues und Lafarge, sieht ein 10-minütiges Mischen von 2254 kg/m³ trockenem Compound, 24 kg/m³ eines speziellen FM und 180 l/m³ Wasser in einem üblichen Mischer vor. Dem sehr flüssigen Frischbeton sollen anschließend 157 kg/m³ (2,0 Vol.-%) Stahlfasern ($\varnothing/L = 0,2/15$ mm) zugegeben und in weiteren zwei Minuten eingemischt werden. Der Frischbeton weist nach Herstellerangaben bei dieser Verfahrensweise ein mit dem Mörtelkonus bestimmtes Setzfließmaß (Prüfmethode siehe Seite 58) von 25 bis 27 cm auf. Weiterhin enthält die Anweisung den Hinweis, dass die Frischbetoneigenschaften von dem verwendeten Mischertyp und der Mischzeit abhängen und durch eine Änderung der FM-Dosierung beeinflusst werden können.

Im Vorfeld der ersten in Japan mit „Ductal®“ geplanten vorgespannten Fußgängerbrücke „Sakata-Mirai“ [53] wurde der Frischbeton in einem Ringtrommelmischer mit einer Antriebsleistung von 45 kW und einem Fassungsvermögen von 1,75 m³ hergestellt. Nach einer Gesamtmischzeit von 12 bis 14 Minuten stellte sich hier ein Setzfließmaß von rd. 24 cm bei einer Frischbetontemperatur von 20 – 25 °C ein.

2.2.3 Einbringen und Verdichten

Die französische Richtlinie für UHFB [21] warnt beim Einbringen des Frischbetons vor Fallhöhen > 0,5 m und schreibt das durchgehende Einbringen des Betonierstranges vor. Bei Unterbrechungen kann es zu einer Hautbildung an der Oberfläche kommen, so dass die stetige Faserverteilung im Übergangsbereich durch das Aufreißen der Betonoberfläche vor Einbringen der nächsten Lage wiederhergestellt werden muss. Dies gewährleistet einen guten Verbund zwischen den nacheinander eingebrachten Schichten.

Ultrahochfeste Betone in der üblichen, quasi selbstverdichtenden Konsistenz weisen das rheologische Verhalten eines Bingham-Körpers auf. Nach Untersuchungen von Bornemann et. al. [35] kann durch eine Sieblinienoptimierung im Mehlkornbereich die Viskosität des Frischbetons deutlich herabgesetzt werden, was zu einer fließfähigeren Konsistenz führt. Dagegen wird durch Erhöhung der FM-Dosierung die Fließgrenze des Frischbetons reduziert. Bei Abstimmung der beiden rheologischen Kenngrößen Fließgrenze und Viskosität kann nach Bornemann et. al. [35] der Luftporengehalt des Frischbetons auf ein unbedenkliches Maß reduziert werden, ohne bei intensivem Rütteln (30 sec.) eine Sedimentation der Stahlfasern befürchten zu müssen. Nach seinen Erfahrungen ist es optimal, wenn der Frischbeton ein Setzfließmaß von 70 bis 80 cm (SVB-Konus D/d/H = 200/100/300 mm) bzw. eine Trichterauslaufzeit von 20 bis 15 sec. aufweist (siehe Abbildung 17).

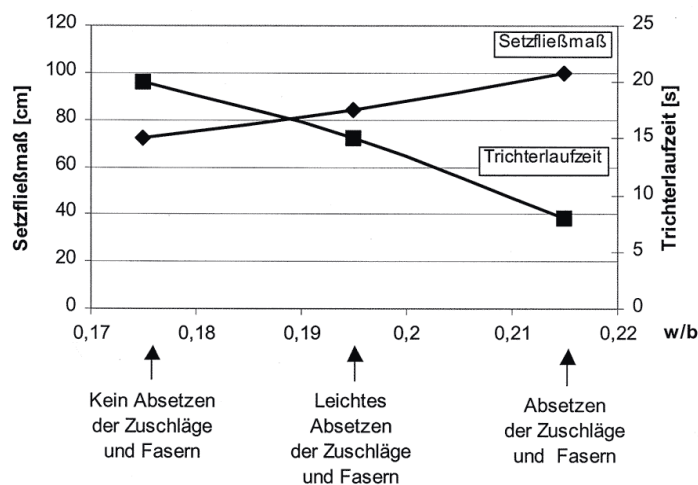


Abbildung 17: Gefahr des Absetzens von Zuschlägen und Stahlfasern in Abhängigkeit des Setzfließmaßes, der Trichterauslaufzeit und des w/b-Wertes ($\varnothing_{\max} < 0,5$ mm; 2,5 Vol.-% Stahlfasern L/D = 6/0,15 mm) [35]

Nach Untersuchungsergebnissen von Bornemann et. al. [54] lag der Luftporengehalt der faserhaltigen Frischbetone bei Verwendung eines Größtkorns $< 0,5$ mm zwischen 2,4 und 4,3 Vol.-%. Tendenziell nahm mit der Faserlänge der Luftporengehalt des Frischbetons zu [54]. Durch Rütteln konnte der Luftporengehalt nur um etwa 0,7 Vol.-% reduziert werden. Luftporengehalte in ähnlicher Größenordnung wurden auch von de Larrard und Sedran [4] übermittelt. Selbst nach einer 2-minütigen Verdichtung mittels Rütteltisch wiesen hier die Probekörper einen Luftporengehalt zwischen 1,9 und 6,0 Vol.-% auf.

Grundsätzlich kann nach Meinung aller Autoren [49, 50, 55, 56] der ultrahochfeste Beton mit den gleichen Verfahren, wie es für Normalbeton üblich ist, z. B. durch Gießen oder Pumpen, eingebaut und mittels Rütteltisch, Rüttelbohle oder Rüttelflaschen verdichtet werden. In der französischen Richtlinie [21] wird empfohlen, die Rüttelsysteme an die Frischbetonkonsistenz anzupassen.

Empfehlungen von Bresson [57] folgend sollte die Rüttelgeschwindigkeit bei w/z -Werten $< 0,30$ bei ca. $0,2 \text{ m/s}$ liegen. Neben den Zementleimeigenschaften wirkt sich die Zuschlag Korngröße ebenfalls auf die geeignete Vibrationsfrequenz aus. Die günstigste Verdichtung wird erreicht, wenn die Vibrationsfrequenz mit der Resonanzfrequenz des mittleren Korndurchmessers übereinstimmt. Angaben aus [58] folgend sollte bei einer mittleren Korngröße $< 1 \text{ mm}$ eine Schwingfrequenz von 200 Hz gewählt werden, woraus sich eine Beschleunigung von $100 - 120 \text{ m/s}^2$ und eine Schwingbreite von $0,12$ bis $0,15 \text{ mm}$ ergeben. Der Zusammenstellung der Vibrationsparameter bisher üblicher Verdichtungsgeräte in Abbildung 18 kann entnommen werden, dass sich die eben genannten Zielwerte damit nicht exakt einhalten lassen und diese somit für das Entlüften des UHFBS nur bedingt geeignet sind.

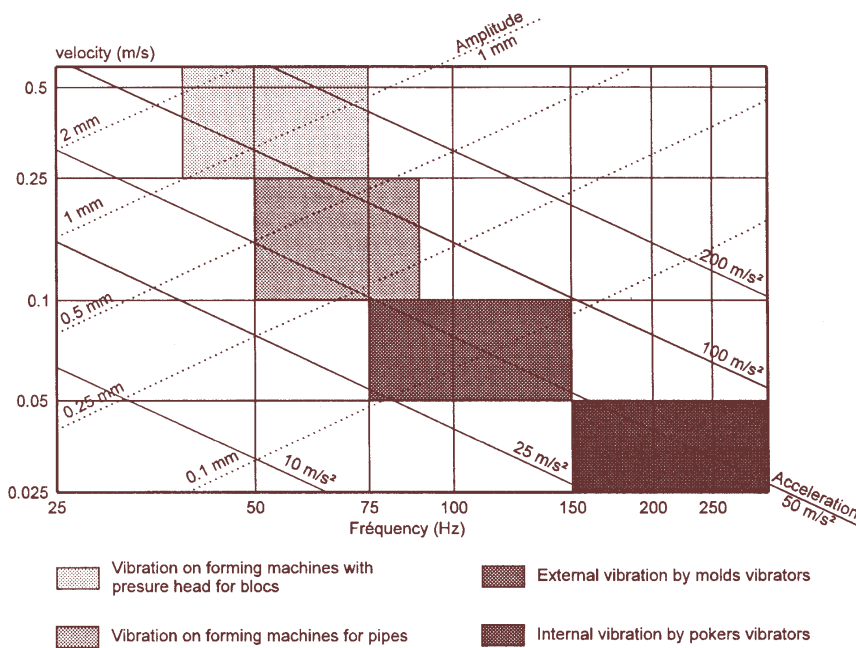


Abbildung 18: Optimaler Frequenz- und Amplitudenbereich der Rüttelverdichtung in Abhängigkeit des verwendeten Gerätes zur Entlüftung von Betonen mit niedrigen w/z -Werten [57]

Untersuchungen von Mazanec [59] bestätigen, dass ein üblicher Rütteltisch, wie er bei der Produktion von Elementwänden eingesetzt wird, für die Entlüftung von UHFBS nicht geeignet ist. Der in eine Stützenform im halbertechnischen Maßstab ($L/B/H = 40/40/300 \text{ cm}$) eingebrachte Frischbeton konnte im FT-Werk mit diesem Rütteltisch nicht wirksam entlüftet werden. Es wurde beobachtet, dass die Luftporen nicht aufsteigen konnten. Bohrkerne aus der erhärteten Stütze wiesen Luftporen mit einem Durchmesser von bis zu 4 mm auf. Die Ursache lag offensichtlich in der zu zähflüssigen Konsistenz und der nicht an den UHFBS angepassten Verdichtungstechnik.

2.3 Erste Anwendungen und bemessungsrelevante Kenngrößen

2.3.1 Erste Anwendungen

Seinen technischen Vorzügen zum Trotz steht ultrahochfester Beton aufgrund seiner rd. 6fach höheren Stoffkosten in wirtschaftlicher Konkurrenz mit Normalbeton. Bei Berücksichtigung der möglichen Querschnittsverringerung sowie der höheren Lebensdauer der Bauteile bei Verwendung von UHFB werden die Mehrkosten infolge eines geringeren Materialeinsatzes und geringeren Instandhaltungskosten je nach Anwendung teilweise oder ganz kompensiert. Sein Einsatz empfiehlt sich insbesondere bei Anwendungen, wo der Normalbeton aufgrund seiner Schwächen, wie das auf die Festigkeit bezogene hohe Eigengewicht, die mit zunehmender Druckfestigkeit höhere Sprödigkeit und die vorhandene Kapillarporosität, an seine Grenzen stößt.

In diesem Abschnitt wird nur eine Auswahl der bisher weltweit in UHFB ausgeführten Bauvorhaben bzw. Anwendungen vorgestellt. Der Fokus wird dabei auf Bauvorhaben gelegt, bei denen es galt, mehrere der oben genannten Anforderungen gleichzeitig zu erfüllen, so dass hier der UHFB nicht als Alternative, sondern als zwingende Notwendigkeit zum Einsatz kam. Einen vollständigen Überblick über die in UHFB ausgeführten Bauvorhaben findet der interessierte Leser im Sachstandsbericht „Ultrahochfester Beton“ des DAfStb [99], welcher voraussichtlich Ende 2005 fertig gestellt wird.

Bei der Konstruktion von Biegebalken aus UHFB kann die hohe Druckfestigkeit zur Einleitung von Vorspannkräften genutzt werden. Dadurch ist es möglich, bei gleicher Tragfähigkeit Querschnittsabmessungen und Bauteilgewichte zu erreichen, wie sie sonst nur von Stahlträgern bekannt sind (siehe Abbildung 19). Dies wurde in Kombination mit der selbst unter aggressiven Umgebungsbedingungen hohen Dauerhaftigkeit bei der Instandsetzung der Unterbaukonstruktion des Kühlturms im Kernkraftwerk Cattenom genutzt (siehe Abbildung 20). Insgesamt wurde hier 823 m³ UHFB in 2376 Trägern und 270 Balken verbaut.

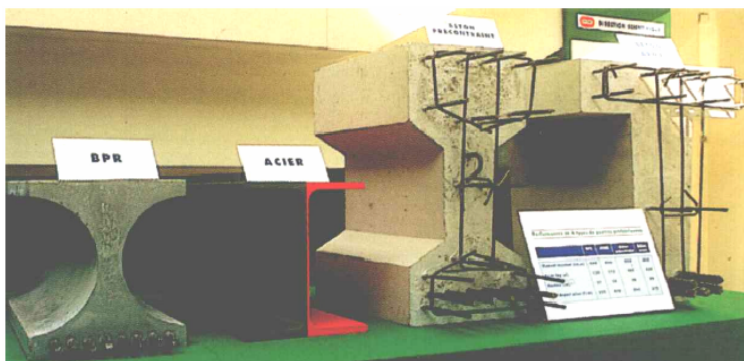


Abbildung 19: Vergleich unterschiedl. Ausführungen von Biegeträgern mit gleicher Tragfähigkeit (von links: vorgespannter, faserbewehrter UHFB; Stahlträger; Spannbeton; Stahlbeton) aus [99]

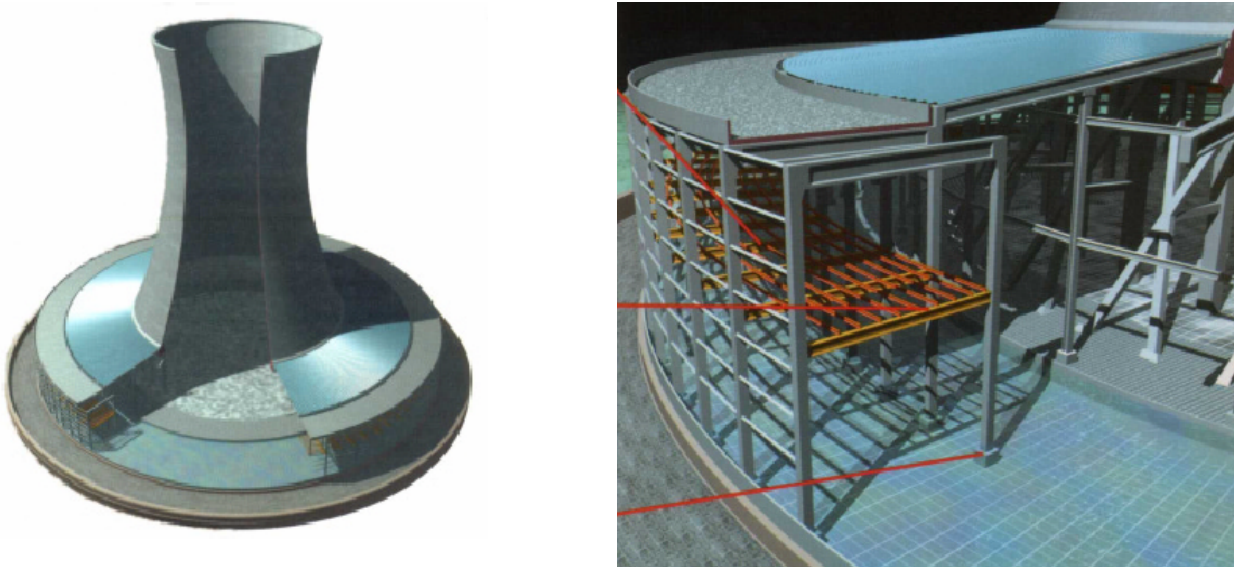


Abbildung 20: Unterbaukonstruktion des Kühlsturms in Cattenom aus UHFB-Trägern aus [99]

Anhand des wohl bekanntesten in UHFB ausgeführten Bauvorhabens, der Fußgängerbrücke in Sherbrooke im Jahr 1997 [60], wurde eindrucksvoll demonstriert, dass durch aufgelöste Querschnitte architektonisch wertvolle, weitgespannte Konstruktionen in UHFB realisiert werden können. Die Ansicht erinnert vielmehr an eine Stahl- als an eine Betonkonstruktion. Die Brücke wurde aus 6 Fertigteilen zusammengesetzt, dabei wurden jeweils drei am Ufer vormontiert. Nach dem Einheben der beiden nur 50 t schweren Brückenteile auf ein Endauflager und eine Hilfsstütze in Flussmitte wurde die Brücke mittels externer Vorspannung verspannt. Die Aufbauzeit vor Ort betrug nur 4 Tage.

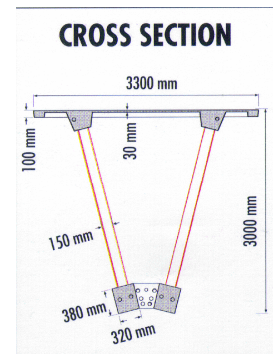
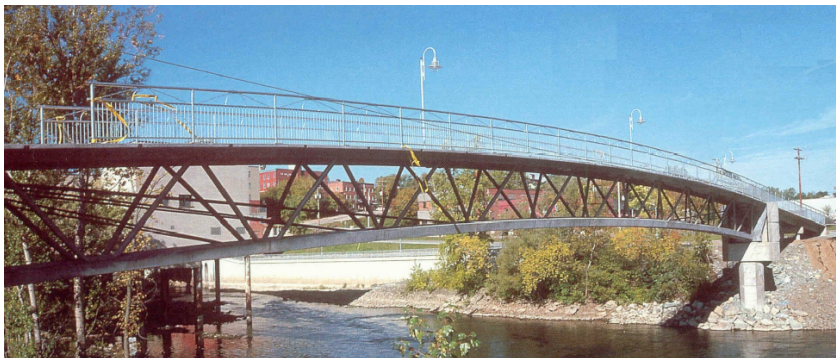


Abbildung 21: Fußgängerbrücke aus UHFB in Sherbrooke / Kanada

Die an der Universität von Stuttgart durchgeführten Untersuchungen zur Herstellung von Langzeitwärmespeichern aus UHFB erscheinen viel versprechend. Gegenüber der konventionellen Herstellung von Langzeitwärmespeichern aus Normalbeton mit Edelstahlinnenauskleidung erscheint eine Kostenersparnis von 30 % möglich [61]. Bei dieser Anwendung steht die gegenüber WU-Beton rd. 13-mal höhere Dichtigkeit und die hohe Zugfestigkeit bzw. das infolge Stahlfaserzugabe ausgeprägte Nachbruchverhalten des UHFB (vgl. Abbildung 28) im Vordergrund. Dadurch ist es möglich auf die teure Edelstahlinnenverkleidung und die schlaffe Bewehrung zu verzichten sowie geringe Bauteildicken zu realisieren.

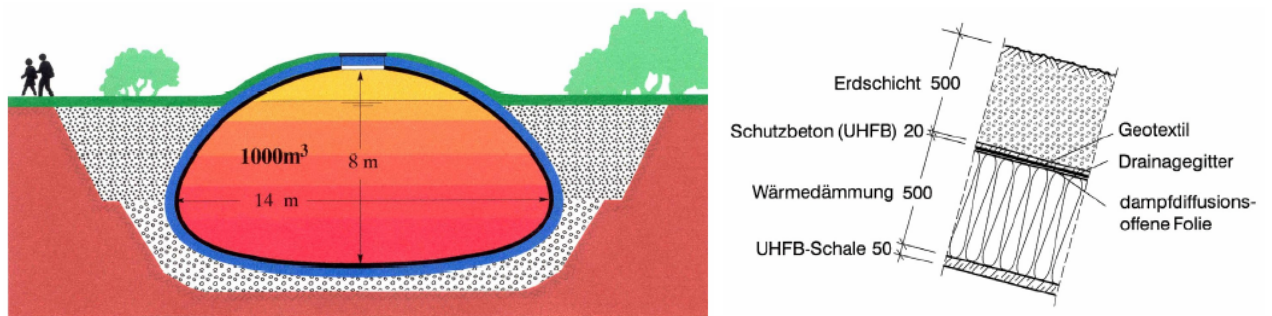


Abbildung 22: Heißwasser-Wärmespeicher aus UHFB für die solare Nahwärmeversorgung [61]

2.3.2 Materialverhalten und bemessungsrelevante Kenngrößen

2.3.2.1 Allgemeines

Bislang existiert für die Bemessung von Bauteilen aus UHFB die 2002 erschienene französische Richtlinie der AFGC / SETRA „Interim Recommendations – Ultra High Performance Fibre-Reinforced Concretes“ [21]. Das 152 Seiten starke Dokument behandelt erstmals umfassend die Herstellungs- und Nachbehandlungsmethoden, die Prüfung der Materialkennwerte und die Bemessung von Bauteilen aus UHFB. Im Folgenden werden an den entsprechenden Stellen einzelne Inhalte daraus vorgestellt und erläutert.

2.3.2.2 Materialverhalten unter Druckbeanspruchung

Unter Druckbeanspruchung verhält sich UHFB bis 70 % der Bruchspannung rein linear elastisch [62, 63, 65] (siehe Abbildung 23). Basierend auf Kriechversuchen bei hohen Spannungen empfiehlt die französische Richtlinie [21] eine Begrenzung der Druckspannungen für den Zustand der Gebrauchstauglichkeit bzw. Tragfähigkeit auf 60 % bzw. 85 % der Druckfestigkeit. Bei höheren Spannungen muss mit einer Mikrorissbildung gerechnet werden. Nach Überschreiten der Bruchspannung tritt bei UHFB ohne Faserbewehrung ein sprödes, schlagartiges Versagen ein.

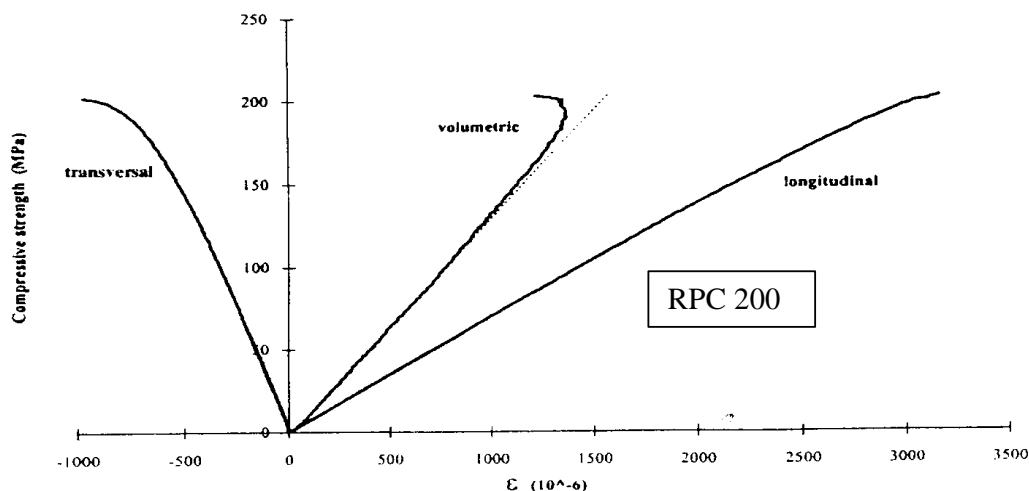


Abbildung 23: Spannungs-Dehnungs-Linien des UHFB unter Druckbeanspruchung [65]

Die Entwicklung der Querdehnzahl, als Verhältnis von Querdehnung zu Längsstauchung, unterscheidet sich nach Untersuchungen von König et. al. [62] erheblich von der bei Normalbeton (siehe Abbildung 24). Die Gesteinskörnung weist mit 60 bis $70 \cdot 10^3$ N/mm² einen gegenüber dem Mörtel von Normalbeton mit 18 bis $22 \cdot 10^3$ N/mm² deutlich höheren E-Modul auf. Bei UHFB entspricht der E-Modul der erhärteten Bindemittelmatrix etwa dem des Quarzsandes [9]. Wegen des niedrigen w/z-Wertes und dem hohem Silikastaubgehalt von über 20 % weist die Kontaktzone zwischen Sandkorn und Matrix nicht die vom Normalbeton bekannte Porosität und Anreicherung von schwachem Portlandit [64] auf.

Infolge der hohen mechanischen Eigenschaften der Bindemittelmatrix und der Gesteinskörnung, sowie des exzellenten Verbundes findet bei UHFB im Bereich von Spannungen bis rd. 70 % der Bruchspannung nahezu keine Rissbildung statt. Dies kann gut anhand des Verlaufes der Querdehnzahl in Abbildung 24 nachvollzogen werden. Im linear elastischen Bereich der Spannungs-Dehnungs-Linie von UHFB ermittelten verschiedene Autoren Querdehnzahlen von 0,18 bis 0,24 [21, 62, 65].

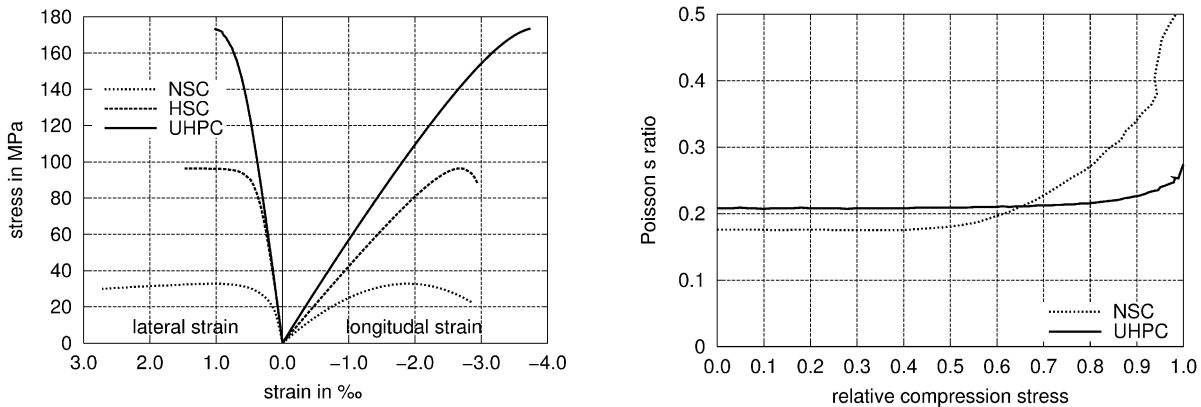


Abbildung 24: links: Vergleich der Spannungs-Dehnungs-Linien von UHFB (UHPC), Hochleistungsbeton (HSC) und Normalbeton (NSC) unter Druckbeanspruchung
rechts: Vergleich der Querdehnzahl von UHFB und Normalbeton ($\varnothing/H = 100/300$ mm) in Abhängigkeit vom Belastungsniveau [63]

Im Bruchzustand ist bei ultrahochfestem Beton nur eine geringe Volumenzunahme zu verzeichnen (siehe Abbildung 23), was dazu führt, dass die Querdehnzahl nur einen Wert von maximal 0,32 erreicht [63]. Deswegen kann eine Stahlmantelung den gewünschten Umschnürungseffekt hinsichtlich der Erzeugung eines mehraxialen Spannungszustandes im Beton nur erzielen, wenn die Last ausschließlich in den Betonquerschnitt eingeleitet wird.

Zur Vermeidung eines progressiven Rissfortschritts und somit spröden Bruchversagens nach Überschreitung der Bruchspannung können dem UHFB dünne Stahlfasern beigemischt und eventuell zusätzlich eine Stahlmantelung angeordnet werden, so dass eine hohe Tragfähigkeit und ein ausgeprägtes Nachbruchverhalten erreicht werden kann (siehe Abbildung 25).

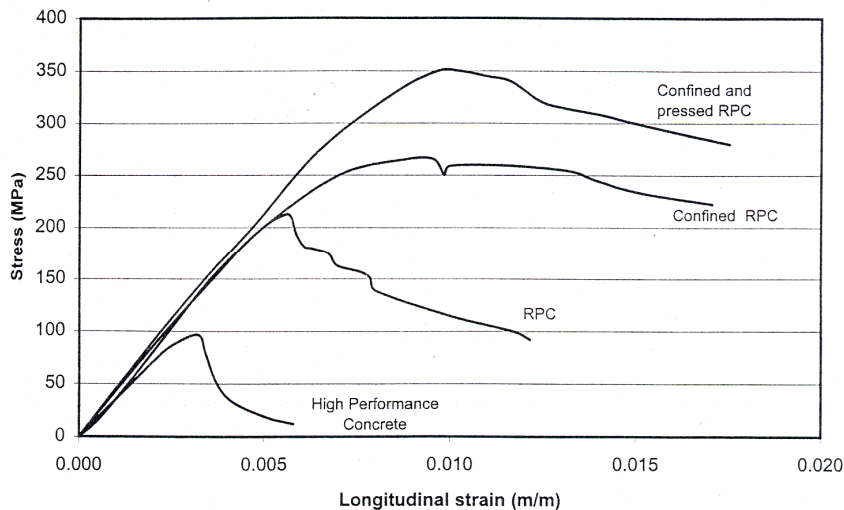


Abbildung 25: Spannungs-Dehnungs-Linien von faserbewehrtem UHFB (RPC) und umschnürten UHFB (Confined RPC) bei Druckbeanspruchung [56]

Untersuchungen von Schmidt et. al. [66] bestätigen die Ergebnisse aus Frankreich, wonach bei Druckbeanspruchung mit einem Stahlfasergehalt (L/D -Wert = 60) von rd. 2,5 Vol.-% ein für die Praxis ausreichendes Nachbruchverhalten erzielt werden kann. Dies lässt sich an dem ausgeprägten, abfallenden Ast der Spannungs-Dehnungs-Linie in Abbildung 26-rechts erkennen.

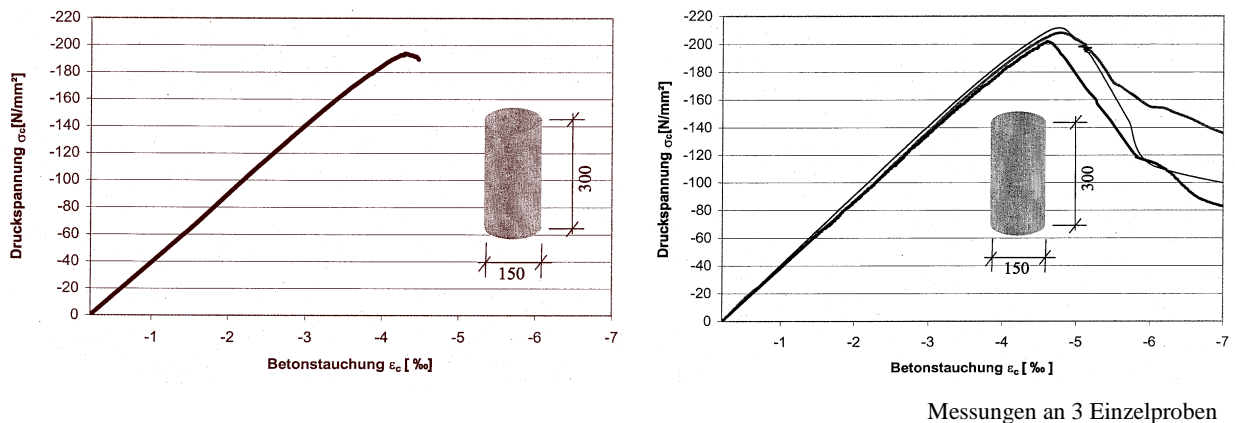


Abbildung 26: Typische Spannungs-Dehnungs-Linie von UHFB (links) ohne und (rechts) mit einem Stahlfasergehalt von 2,5 Vol.-% [66]

2.3.2.3 Materialverhalten unter Biegezug- bzw. Zugbeanspruchung

Bekannterweise nimmt die Biegezug- bzw. Zugfestigkeit mit steigender Druckfestigkeit der Betone nur unterproportional zu. Aus versuchstechnischen Gründen wird bei UHFB das Nachbruchverhalten in der Regel im Biegezugversuch geprüft. Die Querschnittshöhe beeinflusst den Wert der Biegezugfestigkeit signifikant. Dieser „Maßstabeffekt“ entsteht durch die Verringerung der Spannungen an der Risspitze infolge der „vorausseilenden“ Mikrorissbildung. Ein „ideal-spröder“ Werkstoff zeigt diesen Effekt nicht [115]. Für die Bemessung und einen direkten Vergleich des Zugbruchverhaltens von Bauteilen aus faserbewehrtem UHFB ist der zentrische Zugversuch aussagekräftiger.

Die französische Richtlinie [21] schlägt die Berechnung der Zugspannung bei Erstriss anhand der Ergebnisse aus Biegezugversuchen nach Gleichung 5 vor. Diese Beziehung wurde vom CEB-FIB MC 90, Gl. (2.1-6) abgeleitet. Die Übertragbarkeit ist mit Vorsicht zu genießen, da sich Gleichung 5 auf die Randspannung beim Erstriss bzw. auf die Elastizitätsgrenze bezieht, wo hingegen sie im MC 90 empirisch für die Biegezugfestigkeit, also die rechnerische Randspannung bei Höchstlast, abgeleitet wurde [99]. Untersuchungen von Chanvillard et. al. [67] an Proben aus UHFB bestätigen jedoch, dass der Einfluss des Spannungsgradienten auf die aufnehmbare Biegespannung mit Hilfe der Gleichung 5 berechnet werden kann.

$$R_t = R_{fl} \times \frac{\alpha \times \left(\frac{h}{h_0}\right)^{0,7}}{1 + \alpha \times \left(\frac{h}{h_0}\right)^{0,7}} \tag{Gleichung 5}$$

- $R_t = f_{ct}$: Spannung im zentrischen Zugversuch bei Erstriss in N/mm²
- $R_{fl} = f_{ct,fl}$: Randspannung beim Biege-Erstriss am ungekerbten Probekörper (Ende der Linearität) in N/mm²
- α : Faktor für die Sprödigkeit des Betons: 2,0 für faserbewehrten UHFB; 2,5 für faserfreien UHFB
- h : stat. Höhe in mm
- h_0 : 100 mm

Abbildung 27 zeigt den im Versuch [68] bestimmten Einfluss der Bauteildicke auf die Biegezugfestigkeit von Prismen aus UHFB. Bei kleinen Bauteilhöhen richtet sich im Randbereich, welcher mit einer Dicke entsprechend der halben Faserlänge angesetzt werden kann, ein unverhältnismäßig hoher Anteil der Stahlfasern parallel zur Oberfläche aus. Diese gegenüber dem Biegeriss senkrechte Ausrichtung der Stahlfasern führt im Versuch zu einem gegenüber dem Maßstabeffekt überproportionalen Anstieg der Biegezugfestigkeit bei kleinen Bauteilhöhen. Die französische Richtlinie [21] schreibt zur Verringerung dieses Einflusses eine gegenüber der eingesetzten Faserlänge 5fach größere Mindestquerschnittshöhe der Prüfkörper vor.

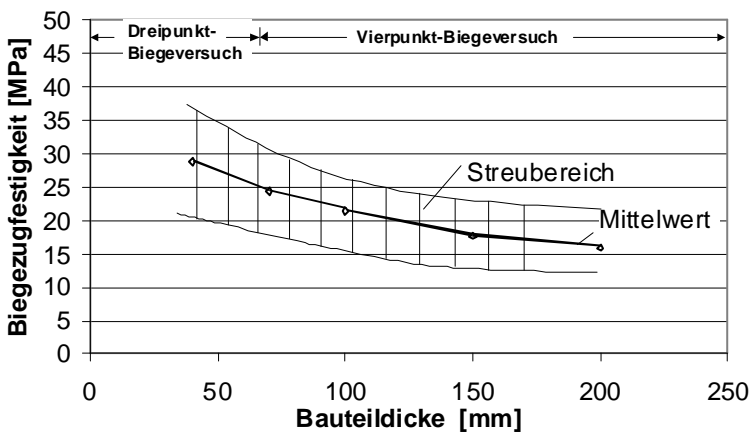


Abbildung 27: Biegezugfestigkeit in Abhängigkeit der Querschnittshöhe von Prismen aus faserbewehrten UHFB (Fasergehalt = 2,0 Vol.-%; $f_{ck} = 160 - 180$ MPa) [68]

Infolge der im Biegezugversuch ausgeprägten „deflection-hardening“-Charakteristik des faserbewehrten UHFB wird nach Auftreten des Erstrisses ein weiteres Ansteigen der

Biegezugspannungen beobachtet (vgl. Abbildung 8). Für das Verhältnis zwischen max. Biegezugspannung und Biegezugspannung bei Erstriss geben Hillerborg et. al. [115] für schlanke Balken aus Normalbeton ohne Fasern den Faktor 2 an. Weiterhin stellte er fest, dass mit zunehmendem Verhältnis Querschnittshöhe zur charakteristischen Länge der Faktor bei Normalbeton bis auf rd. 1,1 abfällt. Eigenspannungen können diesen Effekt noch vervielfachen. Die in der Praxis auftretende Mehrfachrissbildung bewirkt jedoch etwas höhere Faktoren [115].

In Übereinstimmung zeigen Ergebnisse aus 3-Punkt-Biegezugversuchen an rd. 200 Prismen aus UHFB ($40 \times 40 \times 160 \text{ mm}^3$), welche in [21, 69] veröffentlicht wurden, dass die im Versuch ermittelte charakteristische Biegezugfestigkeit von $33,9 \text{ N/mm}^2$ um den Faktor 2 höher ausfällt als die Biegezugspannung beim Erstriss (vgl. Abbildung 8). Eingangsgrößen bei der Überprüfung der Übertragbarkeit von Gleichung 5 auf die aufnehmbaren Spannungen von Probekörpern aus UHFB waren eine mittlere Biegezugfestigkeit von $41,8 \text{ N/mm}^2$ und eine Standardabweichung von $4,6 \text{ N/mm}^2$. Gemäß der Berechnung nach Gleichung 5 tritt der Erstriss bei einer Biegezugspannung von $16,0 \text{ N/mm}^2$ auf. Die parallel gemessene mittlere zentrische Zugfestigkeit lag bei $10,3 \text{ N/mm}^2$, was bei einer Standardabweichung von $1,2 \text{ N/mm}^2$ zu einer charakteristischen Zugfestigkeit von $8,2 \text{ N/mm}^2$ führt.

Die von mehreren Autoren [35, 67, 70, 71] im direkten Zugversuch ermittelten Festigkeiten bestätigen diese Größenordnung von 10 bis 16 N/mm^2 für die zentrische Zugfestigkeit von UHFB. Exemplarisch ist in Abbildung 28 die Zugspannungs-Rissöffnungs-Beziehung [67] – ermittelt an gekerbten Zugproben – dargestellt. Aufgrund der guten Fasertragwirkung war bei diesen Versuchen nach Auftreten des Erstrisses bei 8 bis 10 N/mm^2 eine weitere Steigerung der aufnehmbaren Zugspannung auf im Mittel 14 N/mm^2 möglich. Diese Maximalspannung konnte bis zu einer Rissweite $> 0,3 \text{ mm}$ aufgenommen werden, so dass bei diesem UHFB der Nachweis des Mindestfasergehaltes nach Gleichung 3 erbracht werden konnte.

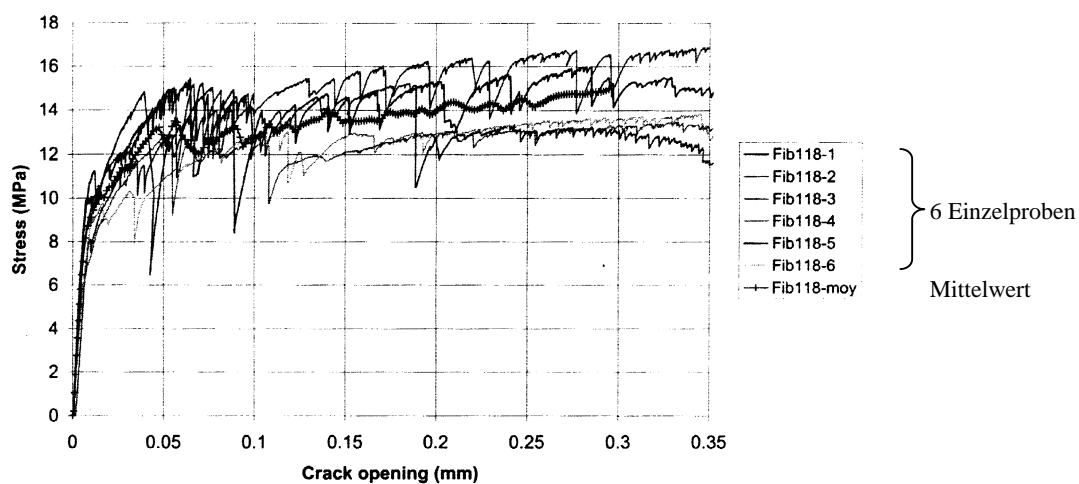


Abbildung 28: Zugspannungs-Rissöffnungs-Beziehung ermittelt an gekerbten Proben [67]
(Querschnitt: $70 \times 70 \text{ mm}$)

2.3.2.4 Bemessungsansatz der franz. Richtlinie für UHFB

Die französische Richtlinie [21] gibt den ersten Bemessungsansatz für Bauteile aus UHFB vor. Die darin enthaltene genaue Reglementierung der Prüfmethode zur Bestimmung der Bemessungseingangswerte, die empirisch ermittelten Sicherheitsfaktoren und nicht zuletzt die Empfehlung, möglichst Biegebalken in realen Bauteilhöhen zu prüfen, lassen erkennen, dass, insbesondere was den Einfluss der Faserorientierung auf das Versagensverhalten angeht, noch Unsicherheiten vorhanden sind. Die 2004 erschienene japanische Richtlinie der JSCE (Japan Society of Civil Engineers) für „Ultra-High Strength Fiber-Reinforced Concrete Structures (USC)“, welche sich vor allem auf die Erfahrungen beim Bau der Sakata Mirai Bridge aus Ductal® (Fertigcompound für UHFB) stützt, lehnt sich an die französische Richtlinie an. Die Abweichungen von der französischen Richtlinie werden an den entsprechenden Stellen *kursiv* dargestellt und erläutert.

Die französischen Bemessungsregeln für biegebeanspruchte Bauteile setzen eine isotrope Faserverteilung voraus, führen jedoch aufgrund der Unsicherheit dieser Annahme einen Faserorientierungskoeffizient $1/K$ ein. Bei Betrachtung des Faserorientierungseinflusses in Abbildung 43 wird diese Vorgehensweise plausibel. Entsprechend den Randbedingungen wird für K zur Berücksichtigung der Unsicherheiten bei dünnen Platten oder nach maßstäblichen Belastungsversuchen der Wert 1, bei der Vorbemessung für alle Lasten der Wert 1,25 und zur Berücksichtigung von lokalen Effekten ein hoher Wert von 1,75 festgelegt.

Der Bemessungsansatz unterscheidet bei der Biegebemessung im Zugbereich zwei Fälle:

- strain-hardening law (Spannungserhöhung nach dem Erstriss möglich) und
- strain-softening law (Spannungsabfall nach dem Erstriss)

Bei der Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit sind gegenüber dem Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit im Druckbereich höhere Druckspannungen und – dehnungen zugelassen. Jedoch werden zusätzliche Sicherheitsfaktoren und Lastkombinationsbeiwerte eingeführt. Die Biegebemessung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit unterscheidet sich von der für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit im Zugbereich der Spannungs-Dehnungslinie lediglich durch zusätzliche Sicherheitsfaktoren.

Zur Vereinfachung der Bemessung wird die Spannungs-Rissbreiten-Beziehung in eine Spannungs-Dehnungs-Beziehung (verschmiertes Rissmodell) nach folgender Formel übergeführt:

$$\varepsilon = \frac{f_{ij}}{E_{ij}} + \frac{w}{l_c}$$

ε : Dehnung
 f_{ij} : Zugfestigkeit der UHFB-Matrix im Alter von j Tagen
 E_{ij} : stat. E-Modul für Kurzzeitbelastung
 w : Rissbreite
 l_c : charakteristische Länge (hier: $l_c = 2/3 \cdot H$ für Rechteck- und T-Querschnitte)

Das Bruchverhalten wird somit nicht als Funktion der Rissöffnung w , sondern als Funktion der im betrachteten Rissband auftretenden Dehnung ϵ dargestellt.

Bemessung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

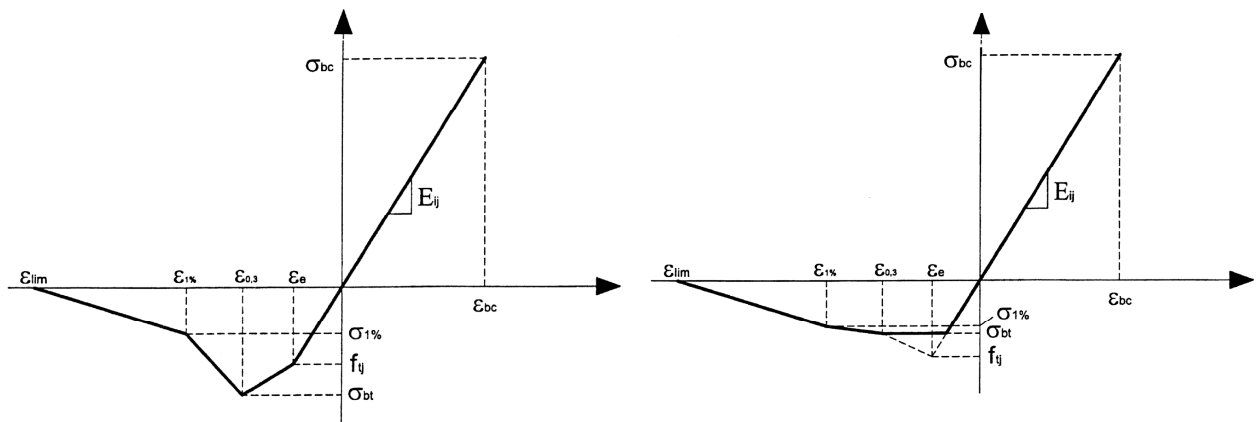


Abbildung 29: Spannungs-Dehnungs-Linie für die Querschnittsbemessung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nach der franz Richtlinie [21]

links: strain-hardening law

rechts: strain-softening law

$$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{cj} \quad f_{cj} : \text{Druckfestigkeit im Alter von } j \text{ Tagen}$$

Die Betondruckspannungen werden für Brücken in Abhängigkeit des Belastungsalters und der Lastkombination auf folgende Werte begrenzt:

- 0,50 · f_{ck} unter quasi-ständigen Lasten
- 0,60 · f_{ck} bei seltenen und häufigen Lastkombinationen
- 0,60 · f_{cj} im Bauzustand; wenn $j < 3$ d Reduzierung auf 0,55 · f_{cj}
- bei Fertigteilproduktion im Zusammenhang mit Überwachung 0,60 bis $\frac{2}{3} \cdot f_{cj}$ zulässig

$$\sigma_{bt} = \frac{\sigma(w_{0,3})}{K} \quad w_{0,3} = 0,3 \text{ mm}$$

- $K=1,0$ für dünne Platten und Bemessung aufgrund maßstäblicher Bauteilversuche
- $K=1,25$ für alle Lasten
- $K=1,75$ für lokale Effekte

$$\sigma_{1\%} = \frac{\sigma(w_{1\%})}{K} \quad w_{1\%} = 0,01 \cdot H \quad (H: \text{Höhe des Prismas im Biegeversuch})$$

$$\epsilon_e = \frac{f_{tj}}{E_{ij}} \quad f_{tj} : \text{Zugfestigkeit der UHFB-Matrix; Elastizitätsgrenze}$$

$E_{ij} : \text{stat. E-Modul}$

$$\epsilon_{0,3} = \frac{w_{0,3}}{l_c} + \frac{f_{tj}}{E_{ij}} \quad l_c = \text{charakteristische Länge (hier: } l_c = \frac{2}{3} \cdot H \text{ für Rechteck- und T-Querschnitte)}$$

$$\epsilon_{1\%} = \frac{w_{1\%}}{l_c} + \frac{f_{tj}}{E_{ij}}$$

$$\epsilon_{lim} = \frac{l_f}{4 \cdot l_c} \quad \epsilon_{lim} = \text{Grenzdehnung}$$

$l_f : \text{Faserlänge}$

Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit

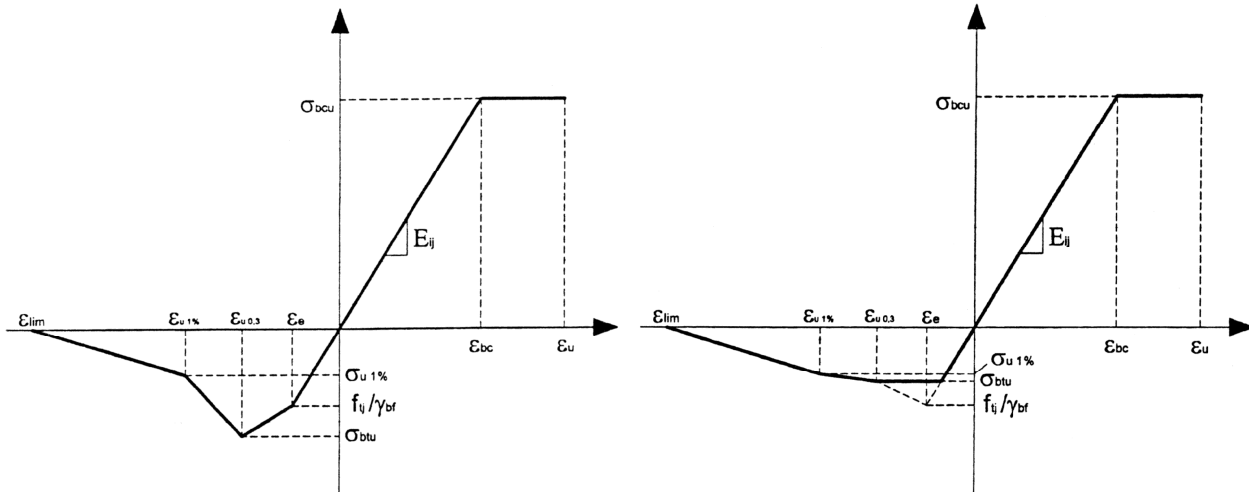


Abbildung 30: Spannungs-Dehnungs-Linie für die Querschnittsbemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach der franz Richtlinie [21]

links: strain-hardening law

rechts: strain-softening law

$$\sigma_{bcu} = \frac{0,85}{\theta \cdot \gamma_b} \cdot f_{cj}$$

f_{cj} : Druckfestigkeit im Alter von j Tagen

0,85 Beiwert zur Berücksichtigung der Dauerstandsbelastung

$\theta = 1$ falls Belastung länger als 24 h

$\theta = 0,9$ falls Belastung zwischen 1 und 24 h

$\theta = 0,85$ falls Belastung kürzer als 1 h

$\gamma_b = 1,5$ (bei besonderer Überwachung 1,3 ansetzbar)

$$\epsilon_u = 3 \text{ ‰}$$

max. zulässige Dehnung bei Druckbeanspruchung im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Der japanische Bemessungsansatz enthält keinen Beiwert θ zur Berücksichtigung einer Kurzzeitbelastung und lässt bei Druckbeanspruchung im Grenzzustand der Tragfähigkeit eine höhere Dehnung von 3,5 ‰ zu. Diese max. zulässige Dehnung entspricht dem Quotienten aus Langzeitfestigkeit und E-Modul und kommt der Bruchdehnung im Kurzzeitversuch nahe. Während der französische Ansatz dabei nur eine Langzeitdruckfestigkeit von 150 N/mm² ansetzt, fällt diese beim japanischen Ansatz mit 175 N/mm² höher aus, so dass bei Zugrundelegung des in beiden Ansätzen genannten E-Moduls von 50 000 N/mm² die zulässige Dehnung beim japanischen Ansatz um 0,5 ‰ höher ausfällt. Die japanische Richtlinie schreibt dabei zur Bestimmung der Langzeitdruckfestigkeit einen mit 1,3 geringeren Sicherheitsbeiwert γ_b vor.

$$\epsilon_e = \frac{f_{ij}}{E_{ij}}$$

f_{ij} : Zugfestigkeit der UHFB-Matrix; Elastizitätsgrenze

$$\sigma_{bu} = \frac{\sigma(w_{0,3})}{K \cdot \gamma_{bf}} \quad w_{0,3} = 0,3 \text{ mm}$$

$K=1,0$ für dünne Platten und Bemessung aufgrund maßstäblicher Bauteilversuche
 $K=1,25$ für alle Lasten
 $K=1,75$ für lokale Effekte
 $\gamma_{bf} = 1,3$ für normale, kombinierte Lasteinwirkungen
 $\gamma_{bf} = 1,05$ für Katastrophenlastfälle
 E_{ij} : stat. E-Modul

$$\sigma_{u1\%} = \frac{\sigma(w_{1\%})}{K \cdot \gamma_{bf}} \quad w_{1\%} = 0,01 \cdot H \quad (H: \text{Höhe des Biegeversuchprismas})$$

$$\epsilon_{u0,3} = \frac{w_{0,3}}{l_c} + \frac{f_{ij}}{\gamma_{bf} \cdot E_{ij}} \quad l_c = \text{charakteristische Länge (hier: } l_c = 2/3 \cdot H \text{ für Rechteck- und T-Querschnitte)}$$

$$\epsilon_{u1\%} = \frac{w_{1\%}}{l_c} + \frac{f_{ij}}{\gamma_{bf} \cdot E_{ij}} \quad W_{1\%} = 0,01 \cdot H \quad (H: \text{Höhe des Biegeversuchprismas})$$

$$\epsilon_{lim} = \frac{l_f}{4 \cdot l_c} \quad l_f : \text{Faserlänge}$$

In der japanische Richtlinie wird die Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung bei Zugbeanspruchung mit Hilfe eines bilinearen Ansatzes (siehe Abbildung 32) beschrieben. Diese wird ebenfalls über die charakteristische Länge in eine Spannungs-Dehnungs-Beziehung überführt (verschmiertes Modell). Anders als beim franz. Ansatz entspricht die charakteristische Länge nicht einem festen Wert von 2/3 der Bauteilhöhe, sondern steigt mit zunehmender Bauteilhöhe vom 0,2 bis auf das maximal 0,8fache der Bauteilhöhe an (siehe Abbildung 31).

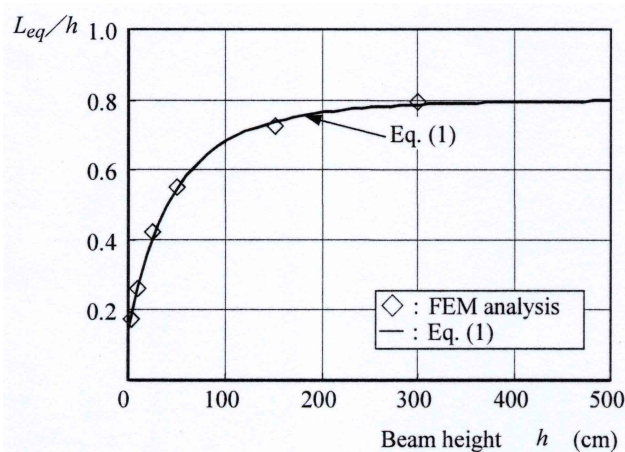


Abbildung 31: Charakteristische Länge L_{eq} in Abhängigkeit der Bauteilhöhe nach der japanischen Richtlinie [99]

Gemäß dem bilinearen Entfestigungsverhalten können nach Erreichen der Matrixzugfestigkeit (Erstriss) bis zu einer Rissöffnung von $w_{Ik} = 0,5 \text{ mm}$ Zugspannungen in Höhe der Matrixzugfestigkeit aufgenommen werden (siehe Abbildung 32). Bei größeren Rissöffnungen fallen die

aufnehmbaren Zugspannungen bis zu einer Rissöffnung von $w_{2k} = 4,3 \text{ mm}$ linear bis auf Null ab. Die den beiden charakteristischen Rissöffnungen entsprechenden Dehnungen werden über die von der Bauteilhöhe abhängige charakteristische Länge nach den in Abbildung 32 dargestellten Formeln berechnet.

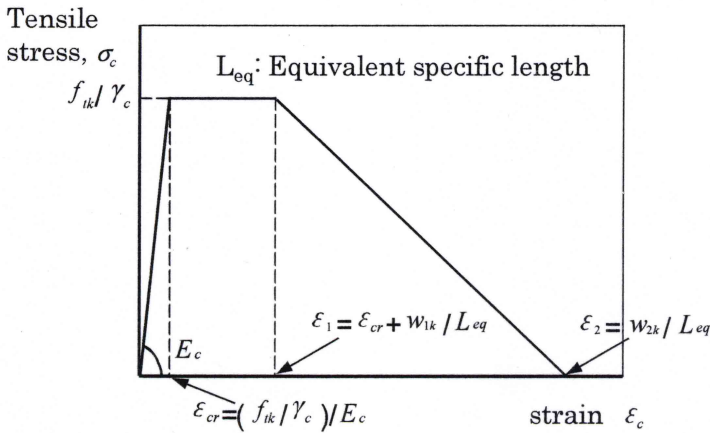


Abbildung 32: Zugspannungs-Dehnungs-Beziehung nach der japanischen Richtlinie [99]

2.4 Problemstellungen bei der Anwendung

2.4.1 Rissbildung infolge Zwang im jungen Alter

2.4.1.1 Autogene Schwindverformungen

Erkenntnisse aus Grundlagenuntersuchungen [72, 73] an hochfesten Zementleimen ($w/z = 0,30$ bzw. $0,37$) zeigen, dass die Größe der auftretenden autogenen Schwindverformungen maßgeblich durch das anfängliche Quellen, das chemische Schwinden, die Entwicklung des Gefüges und die Selbstaustrocknung während der Hydratation bestimmt wird. Bei einer linearen Messung der autogenen Schwindverformungen unter isothermen und konservierenden Lagerungsbedingungen wird stets die Summe dieser Einflüsse bestimmt. Das autogene Schwinden verteilt sich isotrop auf den Querschnitt und verursacht somit keine Eigenspannungen.

Barcelo et. al. [72] stellen die Zusammenhänge zwischen den für die autogene Schwindverformung maßgebenden chemischen und physikalischen Mechanismen wie folgt dar.

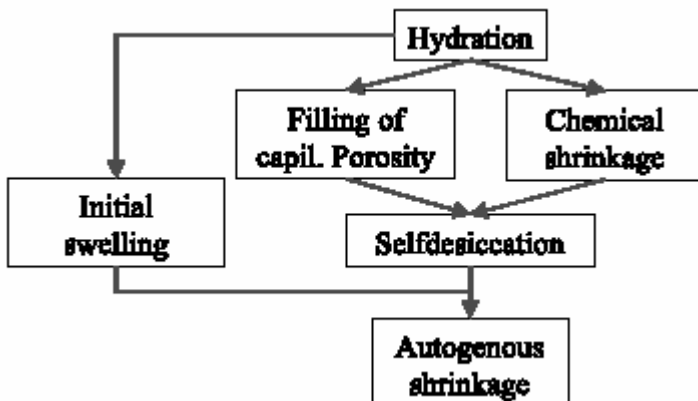


Abbildung 33: Schaubild zu den Mechanismen der autogenen Schwindverformung von hochfestem Zementleim im jungen Alter [72]

Die Erkenntnisse von Barcelo et. al. [72] wurden aus Grundlagenversuchen an Zementleimen mit einem w/z-Wert von 0,30 gewonnen. Für diese Untersuchungen wurden 16 Modellzemente hergestellt, so dass die Einflüsse aus dem Freikalkgehalt, dem Sulfat/Alkalien-Verhältnis, dem C₃A-Gehalt und der spez. Oberfläche nach Blaine unabhängig voneinander untersucht werden konnten.

Da das anfängliche Quellen direkt nach dem Übergang der Suspension Zementleim zu dem Festkörper Zementstein – in Abbildung 34 als „*suspension – solid transition*“ bezeichnet – auftritt, eignen sich volumetrische Messungen an besten. Die Untersuchungsergebnisse [72] belegen, dass das Quellmaß mit zunehmendem Freikalkgehalt bzw. höherem SO₃/K₂O-Verhältnis des Zementklinkers ansteigt. Die Tatsache, dass bei geringeren w/z-Werten kein anfängliches Quellen beobachtet werden konnte, begründet Barcelo dadurch, dass zeitgleich der Einfluss der „Selbstaustrocknung“ anstieg und somit das Quellen kompensiert wurde.

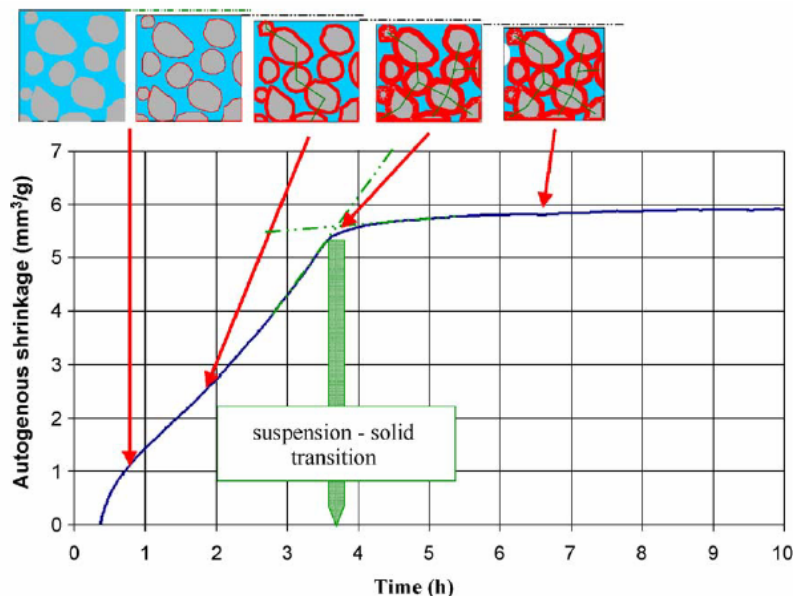


Abbildung 34: Entwicklung des autogenen Schwindens in Abhängigkeit des Zementsteingefüges (w/z = 0,30) im jungen Alter [72]

Als chemisches Schwinden wird die Volumenverringerung infolge geringerer Volumina der Produkte gegenüber den Edukten Zement und Wasser bei der Zementhydratation bezeichnet. Nach Czernin [74] kann das chemische Schwinden mit einem Durchschnittswert von 6 ml pro 100 g hydratisiertem Zement angesetzt werden. Untersuchungen [75, 76] zum Einfluss der Klinkerphasen auf das chemische Schwinden belegen, dass mit zunehmendem C₃A und C₄AF-Gehalt das chemische Schwindmaß ansteigt. Neben der Zementhydratation liefert auch die puzzolanische Reaktion des Silikastaubes mit rd. 20 ml pro 100 g reagiertem Silikastaub [78] einen erheblichen Beitrag zum chemischen Schwinden. Das chemische Schwinden wird nach außen hin nur gering sichtbar, da es zur Gelporenbildung führt und durch die im Laufe der Hydratation zunehmende Steifigkeit des Gefüges behindert wird (siehe Abbildung 34).

Als Selbstaustrocknung wird der Abfall der relativen Feuchte in den Poren (vgl. Abbildung 37 - rechts) bezeichnet, der dadurch entsteht, dass bei w/z-Werten $\ll 0,40$ kein Überschusswasser mehr vorhanden ist und somit für die Zementhydratation das physikalisch adsorbierte Kapillarwasser verbraucht wird. Die Reduzierung der relativen Feuchte (r. F.) führt zu niedrigmolekularen Wasserfilmdicken mit höheren Kapillarkräften an den Grenzflächen [75]. Nach dem Gesetz von Kelvin kann der Kapillardruck in Abhängigkeit der relativen Feuchte nach Gleichung 6 berechnet werden. Der Einsatz von Silikastaub verstärkt den Vorgang der Selbstaustrocknung, da die extrem hohe Oberfläche des Silikastaubes zur sofortigen physikalischen Bindung des Wassers führt. Dadurch entsteht, wenn ein Feuchtigkeitsaustausch mit der Umgebung verhindert wird, in den ersten Stunden der Hydratation stets ein System aus gasgefüllten Kapillarporen [75].

$$P_{\text{gas}} - P_{\text{flüssig}} = -\frac{R \cdot T \cdot \rho}{M} \cdot \ln(r.F.) \quad \text{Gleichung 6}$$

$P_{\text{gas}}, P_{\text{flüssig}}$:	Druck gasförmige bzw. flüssige Phase
R:	Gaskonstante
T:	Temperatur
ρ :	Dichte der flüssigen Phase
M:	Molare Masse
r. F.:	relative Feuchte

Zusätzlich steigt der Kapillardruck mit geringerem Porendurchmesser gemäß dem Gesetz von Laplace (vgl. Gleichung 7) an.

$$P_{\text{gas}} - P_{\text{flüssig}} = \frac{2 \cdot \sigma}{r} = \frac{2 \cdot \sigma \cdot \cos \alpha}{R} \quad \text{Gleichung 7}$$

$P_{\text{gas}}, P_{\text{flüssig}}$:	Druck gasförmige bzw. flüssige Phase
σ :	Oberflächenspannung des Wassers
r:	Radius vom Meniskus
R:	Porenradius
α :	Benetzungswinkel

Die Ermittlung des durch die chemische Volumenverringering erzeugten Unterdruckes ist sehr aufwendig. Volkwein [77] wies anhand von Versuchsergebnissen und Berechnungen nach, dass neben dem Einfluss des w/z-Wertes und des Hydratationsgrades der Anteil an Verarbeitungsporen sich wesentlich auf die Höhe des entstehenden Unterdruckes in dem Porenraum auswirkt. Die Ursache hierfür, dass ein größeres Porenvolumen für den gleichen Druckabfall auch eine größere Volumenverminderung benötigt, kann einfach mit Hilfe des Gesetzes von Boyle (siehe Gleichung 8) erklärt werden.

$$p_0 \cdot V_{p,0} = (p_0 + \Delta p) \cdot (V_{p,0} - \Delta V_s) \quad \text{Gleichung 8}$$

p_0 :	Anfangsdruck (atmosphärischer Druck, rd. 1 bar)
$V_{p,0}$:	Volumen der Verarbeitungsporen
ΔV_s :	Volumenverringering infolge innerem Schwinden
Δp :	Druckabfall infolge Volumenverringering

Die Messungen und Berechnungen belegen, dass bei einem geringen Anteil von Verarbeitungsporen von < 1,0 Vol.-%, einem w/z-Wert von 0,40 und einem Hydratationsgrad von 30 % der Druckabfall in der Größenordnung von 0,8 bar ausfällt (siehe Abbildung 35).

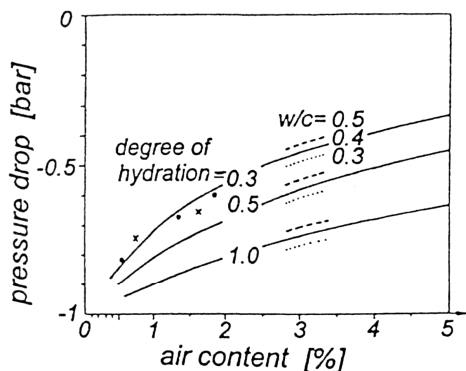


Abbildung 35: Berechneter Druckabfall und Versuchsergebnisse an Zementleimen [77]

Die viskoelastische Reaktion des Zementsteins oder Betons auf die Kombination aus Kapillardruck infolge Selbstaustrocknung und den durch Volumenverringerng entstehenden Unterdruck in den Poren ist eine äußerlich messbare Verformung [72]. Mit zunehmender Entwicklung der mechanischen Eigenschaften der Matrix werden diese Verformungen, die neben dem chemischen Schwinden einen wesentlichen Beitrag zum autogenen Schwinden leisten, behindert.

Tazawa und Miyazawa [76] formulierten Gleichung 9 zur Berechnung des autogenen Schwindens in Abhängigkeit der Anteile der wichtigsten Zementklinkerphasen und des Hydratationsgrades α . Die Gültigkeit der Gleichung wiesen sie anhand von Untersuchungen an Zementstein mit einem w/z-Wert von 0,30 nach. Die Formel bestätigt ebenfalls den dominierenden Einfluss der Anteile an den Klinkerphasen C_3A und C_4AF auf die autogene Schwindverformung.

$$\begin{aligned} \varepsilon_{as}(t) = & -0,012 \cdot \alpha C_3S(t) \cdot (\% C_3S) - 0,070 \cdot \alpha C_2S(t) \cdot (\% C_2S) \\ & + 2,256 \cdot \alpha C_3A(t) \cdot (\% C_3A) + 0,859 \cdot \alpha C_4AF(t) \cdot (\% C_4AF) \end{aligned} \quad \text{Gleichung 9}$$

Da bei UHFB die autogenen Schwindverformungen aufgrund des hohen Bindemittelvolumens (Zement, Silikastaub und Wasser) von rd. 500 l/m³ nicht durch ein starres Korngerüst behindert werden, ist ein dem Zementleim qualitativ ähnlicher Verlauf der autogenen Schwindverformung im jungen Alter zu erwarten (siehe Abbildung 36).

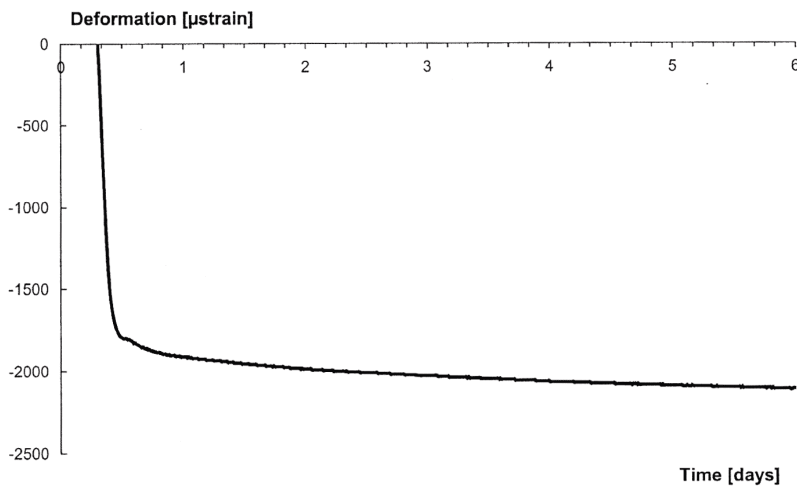


Abbildung 36: Autogene Schwindverformung von hochfestem Zementleim (w/z-Wert=0,37) nach der Erstarrung [78]

Untersuchungsergebnisse von Habel [79] belegen, dass beim UHFB die autogenen Schwindverformungen zeitgleich mit dem Abfall der relativen Feuchte in den Poren infolge Selbstaustrocknung und der Entwicklung der mechanischen Eigenschaften beginnen. Dies bestätigt die Zusammenhänge zwischen den chemischen und physikalischen Mechanismen bei der Entwicklung der Schwindverformungen. Aufgrund der Verzögerung der Hydratation durch eine hohe FM-Dosierung starteten bei diesen Untersuchungen [79] die autogene Schwindverformung, der Abfall der relativen Feuchte infolge Selbstaustrocknung und die Entwicklung der mechanischen Eigenschaften erst 31 Stunden nach Wasserzugabe (siehe Abbildung 37 und 38).

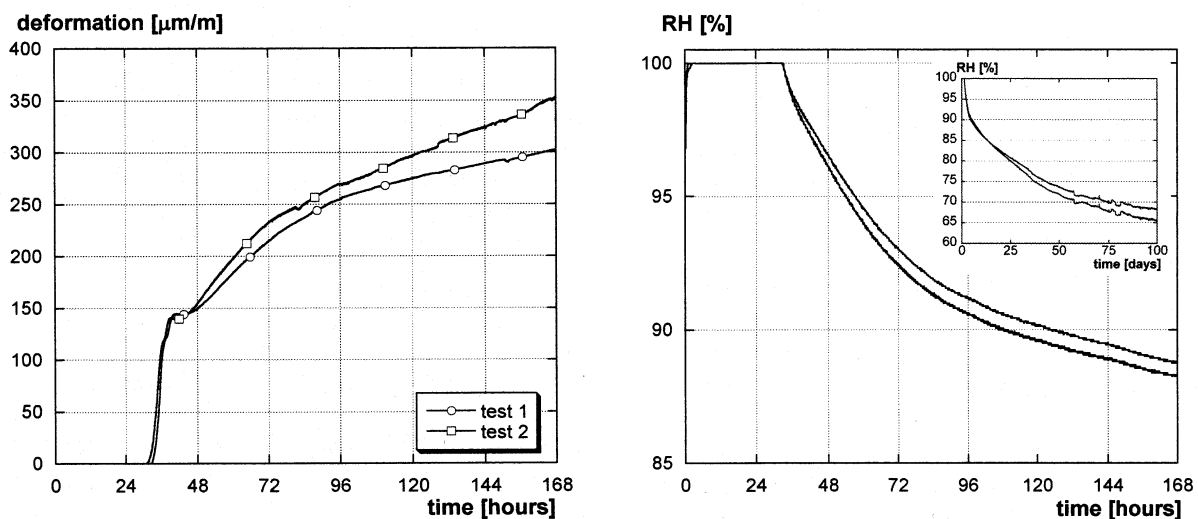


Abbildung 37: Zeitliche Entwicklung der autogenen Schwindverformungen und des Abfalls der rel. Feuchte in den Poren infolge Selbstaustrocknung bei UHFB ab dem Erstarrungsende im Betonalter von 31 Stunden [79]

Beim Vergleich der Schwindverläufe von Zementleim und UHFB (vgl. Abbildung 36, Abbildung 37) fällt auf, dass nach einem anfänglich schnellen Schwinden und dem daran anschließenden wenige Stunden dauernden Stillstand sich beim UHFB die Schwindverformungen in hohem Maße fortsetzen.

Zum Zeitpunkt des Innehaltens der Schwindverformungen weist der UHFB einen statischen E-Modul von ca. 20 000 N/mm² auf (siehe Abbildung 38), was in etwa der Steifigkeit von erhärtetem Zementstein entspricht. Deswegen kann davon ausgegangen werden, dass sich bereits ein zusammenhängendes Gefüge ausgebildet hat, welches einen maßgeblichen Anteil der Verformungen behindert (vgl. Abbildung 34). Neben diesem Effekt tritt zeitgleich ein leichtes Quellen auf, welches anhand der Messungen zum freien Schwinden und der Zwangsspannungen [79] im Zeitraum 39 bis 50 Stunden nach Wasserzugabe erfasst wurde. Dadurch wird, wie zu erwarten, das Auftreten der bereits beim hochfesten Zementstein diskutierten anfänglichen Quellvorgänge auch beim UHFB bestätigt.

Die daran anschließende Verfeinerung und Abdichtung des Porengefüges in Kombination mit einer verstärkten Selbstaustrocknung (siehe Abbildung 37 -rechts) und erhöhtem Unterdruck führte zu den weiter ansteigenden autogenen Schwindverformungen. Die dafür verantwortlichen physikalischen und chemischen Mechanismen, die vorangehend beschrieben wurden, gewinnen beim UHFB gegenüber den aus der Literatur zitierten Ergebnissen bei hochfesten Zementleimen infolge des weiter reduzierten w/z-Wertes von < 0,25 und hohen Silikastaubanteils von bis zu 30 M.-% bez. a. Z. an Bedeutung.

In Veröffentlichungen [50] und Informationsblättern [80] zu den bereits erhältlichen Fertigungskomponenten für UHFB mit Druckfestigkeiten von rund 200 N/mm² wird die Entwicklung der Schwindverformung erst ab dem Zeitpunkt des Ausschalens im Alter von über einem Tag dargestellt. Zu diesem Zeitpunkt ist die Hydratation bereits fortgeschritten. Der UHFB weist nicht nur bereits ein festes Gefüge und ausgeprägte mechanische Eigenschaften (Ausschalfestigkeit) auf, sondern auch ein Großteil der autogenen Schwindverformungen hat bereits stattgefunden (vgl. Abbildung 34). Da die Referenzlänge erst nach dem Ausschalen bestimmt wurde, konnte der Großteil der autogenen Schwindverformungen somit nicht erfasst werden. Im Zeitraum 1 bis 200 Tage stellte sich bei einer 20 °C Lagerung bzw. direkt nach einer frühen Wärmebehandlung ein Endschwindmaß von 0,50 bis 0,52 ‰ bezogen auf die Ausgangslänge im Alter von zwei Tagen ein [80]. Eine Wärmebehandlung der Fertigteile vor dem Einbau wird empfohlen, da nach Aussage der Literatur [80] anschließend keine Verkürzung der Bauteile infolge von Schwindverformungen mehr zu erwarten ist.

2.4.1.2 Zwangsspannungen

Durch Behinderung der Schwindverformungen kommt es zur Entstehung von Zwangsspannungen, die bei Überschreitung der Zugfestigkeit des Betons zur Rissbildung führen. Insbesondere im jungen Alter ist die Gefahr der Rissbildung aufgrund der noch geringen Zugfestigkeit sehr groß. Die Rissbildung kann in Abhängigkeit des Bewehrungsgrades nicht nur die Tragfähigkeit sondern viel mehr die Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit der Bauteile beeinträchtigen.

Trotz der im jungen Alter noch sehr ausgeprägten Kriech- und Relaxationsfähigkeit von UHFB liegt die Zugbeanspruchung infolge Zwang 6 bis 12 Stunden nach Erstarrungsende in der Größenordnung von 0,5 bis 1,5 N/mm² (vgl. Abbildung 38, Abbildung 40). Der Anteil der Kriechverformungen machte bei Untersuchungen von Habel [79] im jungen Alter rd. 60 % der freien, autogenen Schwindverformungen aus (siehe Abbildung 38). Mit dem Anstieg des statischen E-Moduls auf über 30 000 N/mm² im Alter von nur 2 Tagen nahm die Kriech- und Relaxationsfähigkeit signifikant ab, so dass die weiterhin behinderten Schwindverformungen in einem signifikanten Anstieg der Zwangsspannungen resultierten.

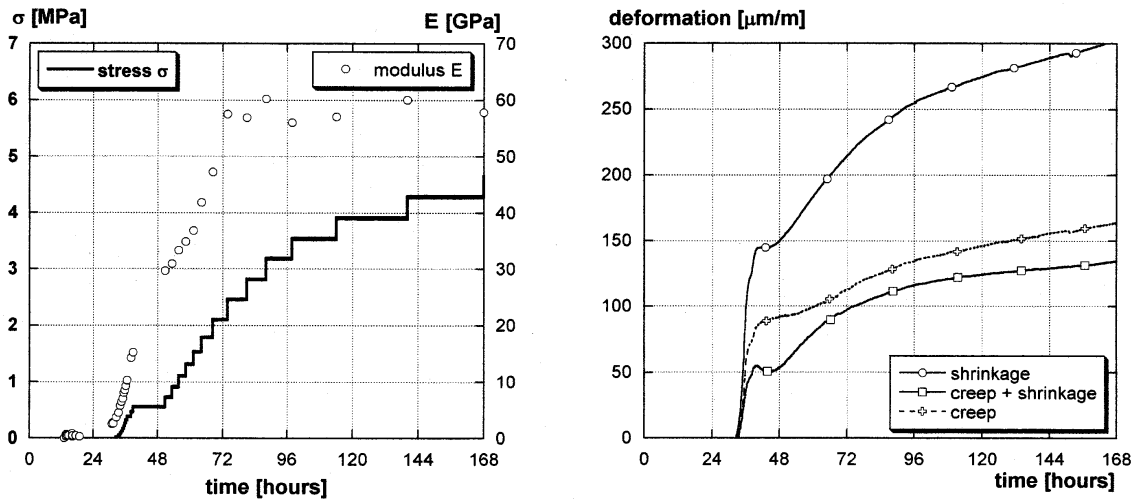


Abbildung 38: Entwicklung der Zwangsspannung und des stat. E-Moduls in der Temperatur-Spannungs-Prüfmaschine (links) sowie der Schwind- und Kriechverformungen (rechts) [79]

Basierend auf den Ergebnissen der Versuche in der Temperatur-Spannungs-Prüfmaschine (TSP) modellierte Habel [79] das Kriechverhalten von UHFB unter Zwangbeanspruchung im jungen Alter. Zur richtigen Einschätzung des Kriechverhaltens zu einem bestimmten Zeitpunkt muss aufgrund des linearen Zusammenhangs zwischen Beanspruchung und Kriechverformung der entsprechende Beanspruchungsgrad (Quotient aus Zwangbeanspruchung und Materialfestigkeit) berücksichtigt werden. Bei der Gegenüberstellung der Beanspruchung und der modellierten Kriechkurven in Abbildung 39 fällt der überdurchschnittliche Rückgang der Kriechverformung im Zeitraum von 36 und 48 Stunden auf. Dieser ist auf die Halbierung des Beanspruchungsgrades von ca. 63 auf 33 % zurückzuführen, da die Zugfestigkeit bei gleich bleibender Zwangsspannung von 0,5 N/mm² im betrachteten Zeitraum von ca. 0,8 auf 1,5 N/mm² anstieg (vgl. Abbildung 39-links).

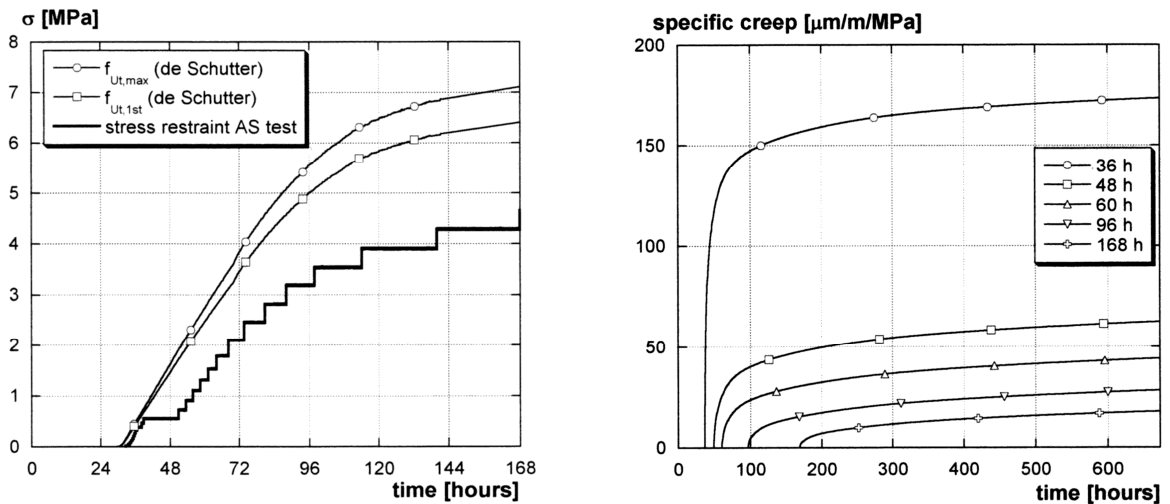


Abbildung 39: links: Entwicklung der zentralen Zugfestigkeit des UHFBs und der Zwangspannungen in der Temperatur-Spannungs-Prüfmaschine
rechts: modellierte Kriechkurven in Abhängigkeit des Alters bei Belastung [79]

Untersuchungen von Schwartzentruber et. al. [81] zur Reduzierung der Gefahr der Rissbildung infolge von Zwangspannungen bei UHFB zeigen, dass ein Faserzusatz die Rissbildung im jungen Alter nicht verhindern kann. Unabhängig von dem Fasermaterial, Stahl, Glas oder Kunststoff, rissen die Probekörper im Alter von rd. 40 Stunden. Die Rissbildung erfolgte mehr als 24 Stunden nach Erstarrungsende. Zu diesem Zeitpunkt wies der UHFB bereits eine hohe Steifigkeit auf, so dass die Kriech- und Relaxationsfähigkeit drastisch abgenommen hatte. Gleichzeitig war der Verbund zwischen Stahlfasern und Matrix noch ungenügend, so dass die Zugbeanspruchung des Betons von 2 bis 3 N/mm² nicht auf die Stahlfasern übertragen werden konnte und es zur Rissbildung kam (siehe Abbildung 40).

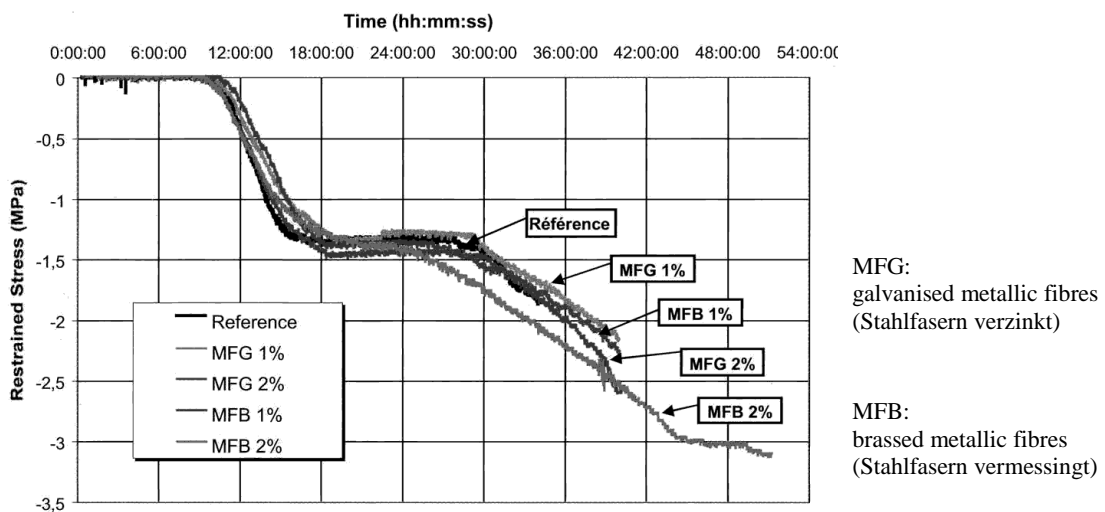


Abbildung 40: Zwangspannungen und Rissbildung bei vollständiger Behinderung der autogenen Schwindverformungen von UHFB [81]

Durch Zugabe einer auf Calciumoxid basierenden Quellkomponente (3 M.-% bez. a. Zement) konnte Schwartzentruber [81] das Schwinden zwar vollständig kompensieren und somit Zwangsspannungen vermeiden, jedoch musste eine Verschlechterung der Frischbetonkonsistenz und eine deutliche Verringerung der 28-Tage-Druckfestigkeit von 166 auf 114 N/mm² attestiert werden. Diese Feststellung bestätigt den bereits beim hochfesten Zementleim erwähnten Einfluss von hohen Freikalkgehalten auf das Quellmaß im jungen Alter.

2.4.1.3 Zeitstandzugfestigkeit

Je nach Anwendung sind hinsichtlich der Gefahr von Rissbildung infolge von Zwangsspannungen unterschiedliche Zeiträume relevant. Bei der Behinderung der Schwindverformung durch eine steife Schalungsform bei Fertigteilen sind nur die ersten 16 bis 24 Stunden bzw. die Zeit bis zum Erreichen der Ausschalfestigkeit maßgebend. Da davon auszugehen ist, dass die Fertigteile erst ab einem Alter von über 7 Tagen eingebaut werden, liegen die nachfolgenden Schwindverformungen nach Literaturangaben [80] deutlich unter 0,5 ‰. Ausgehend von einer Einbautoleranz in Längsrichtung des Fertigteils von 5 mm und einer nach Einbau weiteren Schwindverformung des UHFBS um 0,3 ‰, wäre eine Zwangbeanspruchung erst ab einer Fertigteillänge von rund 17 m zu erwarten.

Dagegen muss bei einer nachträglichen Verstärkung des Querschnittes von Betonbauteilen mit einer Schicht aus UHFB die geplante Nutzungsdauer von mehreren Jahrzehnten beachtet werden.

Somit rückt die über einen längeren Zeitraum ertragbare Zugspannung in den Blickpunkt des Interesses. Da die Literatur zum UHFB diesbezüglich noch keine Forschungsergebnisse enthält, werden an dieser Stelle Ergebnisse zum hochfesten Beton dargestellt. Die Ursache für die große Diskrepanz zwischen theoretischer Zugfestigkeit, berechnet aus den molekularen Anziehungskräften und der technisch erreichbaren Zugfestigkeit eines spröden Werkstoffes liegt in der Existenz zahlreicher kleiner Risse und Fehlstellen. UHFB besitzt gegenüber hochfestem Beton eine höhere Matrixfestigkeit, eine verbesserte Kontaktzone und aufgrund des geringen Größtkorn von < 1 mm eine höhere Homogenität. Somit kann die Abschätzung der relativen Zeitstandzugfestigkeit des UHFBS anhand der Ergebnisse von hochfestem Beton als auf der sicheren Seite liegend angesehen werden.

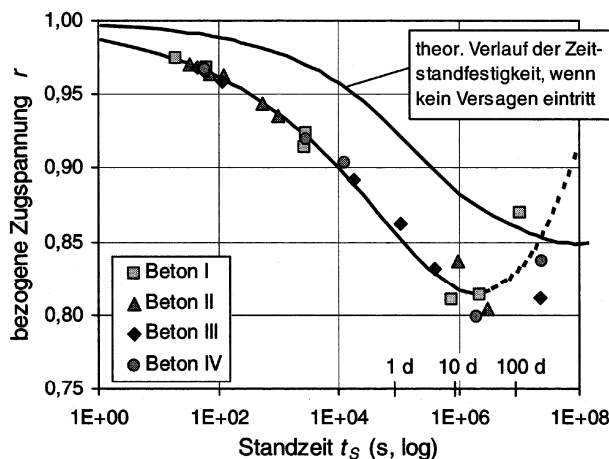
Forschungsergebnisse von Rinder [82] an hochfesten Betonen belegen, dass bei hoher Beanspruchung und frühzeitigem Versagen die ertragbare Zugspannung von hohen Kriechmaßen bestimmt wird, während Schwindverformungen und die Entwicklung der mechanischen Eigenschaften nur eine untergeordnete Rolle spielen. Bei niedrigen Beanspruchungen sinkt das Kriechmaß und es nähert sich der Spannungsproportionalität. In diesem Fall nimmt die Entwicklung der mechanischen Eigenschaften und der Schwindverformungen an Bedeutung für die Zeitstandzugfestigkeit zu.

Wenn das Kriechverhalten, die Entwicklung der Festigkeit und des Elastizitätsmoduls bekannt sind, kann die relative Zeitstandzugfestigkeit nach der Formel von Wittmann (siehe Gleichung 10) berechnet werden. Die Formel basiert auf dem Griffithschen energetischen Bruchkriterium.

$$r(t, t_0) = m(t, t_0) \cdot \frac{f_{ct}(t)}{f_{ct}(t_0)} \cdot \sqrt{\frac{E_{ct}(t_0)}{E_{ct}(t)}} \cdot \frac{1}{1 + \varphi(t, t_0)} \quad \text{aus [82] \quad Gleichung 10}$$

- $r(t, t_0)$: σ_{ct} / f_{ct}
- $m(t, t_0)$: Beiwert zur Berücksichtigung einer festigkeitssteigernden Vorbelastung; $m = 1,00 - 1,35$
- $f_{ct}(t)$: Zugfestigkeit zum Zeitpunkt t
- $f_{ct}(t_0)$: Zugfestigkeit zum Zeitpunkt der Belastung t_0
- $E_{ct}(t)$: E-Modul zum Zeitpunkt t
- $E_{ct}(t_0)$: E-Modul zum Zeitpunkt der Belastung t_0
- $\varphi(t, t_0)$: Kriechzahl

Beton III aus Abbildung 41, welcher der Festigkeitsklasse C90/105 entspricht, weist mit einem w/b-Wert von 0,27 und einem Silikastaubgehalt von 10 M.-% bez. a. Z. eine ähnliche Matrixzusammensetzung wie UHFB auf. Rinder kommt nach umfangreichen Untersuchungen [82] zu dem Schluss, dass hochfester Beton eine mittlere Dauerstandzugfestigkeit von 82 % der Kurzzeitfestigkeit aufweist (siehe Abbildung 41). Im Zusammenhang mit den Streuungen der Materialeigenschaften ergibt sich ein 95 %-Fraktilwert, der bei hochfestem Beton um 9 % und bei Normalbeton um 12 % geringer ausfällt. Kürzere Zeiträume von knapp 3 Stunden war der hochfeste Beton in der Lage, Zugspannungen von mehr als 90 % der Kurzzeitfestigkeit zu ertragen. Der für die Dauerstandzugfestigkeit kritische Zeitraum wurde nach 30 Tagen erreicht. Anschließend stieg die aufnehmbare Zugspannung wieder an (vgl. Abbildung 41), was auf den gegenüber den schädigenden Mechanismen zunehmenden Einfluss der festigkeitssteigernden Prozesse zurückgeführt wurde. Dieser Effekt wurde in Abbildung 41 als eine gestrichelte Linie dargestellt. Rinder nennt in diesem Zusammenhang das Phänomen des spannungsinduzierten Schwindens, welches in der Zeit von etwa 10 bis 200 Tagen nach Lasteintragung auftritt. Dies ist auf die infolge Mikrorissbildung beschleunigt ablaufende Nachhydratation zurückzuführen und macht neben der der Lastrichtung entgegengesetzten Schwindverformung eine Erhöhung der Betonzugfestigkeit und somit der Zeitstandzugfestigkeit wahrscheinlich.



	w/b	sf	f _{cm}
	[-]	[M% b. a. Z.]	[N/mm ²]
Beton I	0,43	5	80
Beton II	0,31	9	95
Beton III	0,27	10	107
Beton IV ⁽¹⁾	0,28	10	86

⁽¹⁾: mit Anteil Leichtzuschlag Liapor F8

Abbildung 41: Standzeit von Proben aus hochfestem Beton in Abhängigkeit von der auf die Kurzzeitfestigkeit bezogenen Zugspannung [82]

Der in Abbildung 41 dargestellte theoretische Verlauf der Zeitstandfestigkeit wurde unter Berücksichtigung der in den Versuchen ermittelten Festigkeits- bzw. E-Modul-Entwicklung mittels Gleichung 10 berechnet.

2.4.2 Reproduzierbarkeit des Nachbruchverhaltens

Das Nachbruchverhalten ist für die Bemessung ein wesentlicher Parameter. Im Falle eines spröden Versagens müssten die Sicherheitsfaktoren so groß gewählt und/oder die Dehnungen so stark begrenzt werden, dass die hohe Druckfestigkeit bzw. Biegezugfestigkeit von UHFB nicht ausgenutzt werden könnte. In der Regel wird beim UHFB die für eine sinnvolle Bemessung erforderliche Materialduktilität durch die Zugabe von Stahlfasern gewährleistet. Die französische Richtlinie fordert deswegen den Nachweis eines Mindestfasergehaltes, welcher anhand der im Zug- oder Biegezugversuch ermittelten Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung erbracht wird (siehe Gleichung 3).

Die Art des Nachbruchverhaltens „strain-hardening“ (weitere Spannungserhöhung nach dem Erstriss möglich) bzw. „strain-softening“ (konstante bzw. abfallende Spannung nach Auftreten des Erstrisses) wird nur durch die Fasertragwirkung bestimmt. Diese hängt nicht nur von den äußeren Randbedingungen wie:

- Fasergehalt,
- Faserabmessungen,
- Matrixfestigkeit und
- Schalungsform

ab, sondern wird ebenfalls sehr stark durch den Misch- und Betonierprozess beeinflusst.

Zur Gewährleistung einer isotropen Faserverteilung sollte ein Fließen des Betons während des Einbaus unbedingt verhindert werden [21]. Neuere Untersuchungen von Fukuura et. al. [83] zum Einfluss der Befüllmethode bei der Herstellung von Probekörpern auf die Zugspannungs-Rissöffnungs-Beziehung bestätigen dies. Das Ausstechen des Probekörpers (Methode B, siehe Abbildung 42) führte zu einer Erhöhung der aufnehmbaren Zugspannungen nach dem Erstriss (strain-hardening Effekt), den geringsten Streuungen und mit 13-16 N/mm² höchsten Zugfestigkeiten. Demgegenüber bewirkte das fließende Befüllen der Formen über einen dünnen Strang (Methode D) nur etwa halb so hohe Zugfestigkeiten von 6-9 N/mm² und ein Abfallen der aufnehmbaren Zugspannungen nach Auftreten des Erstrisses (strain-softening Effekt).

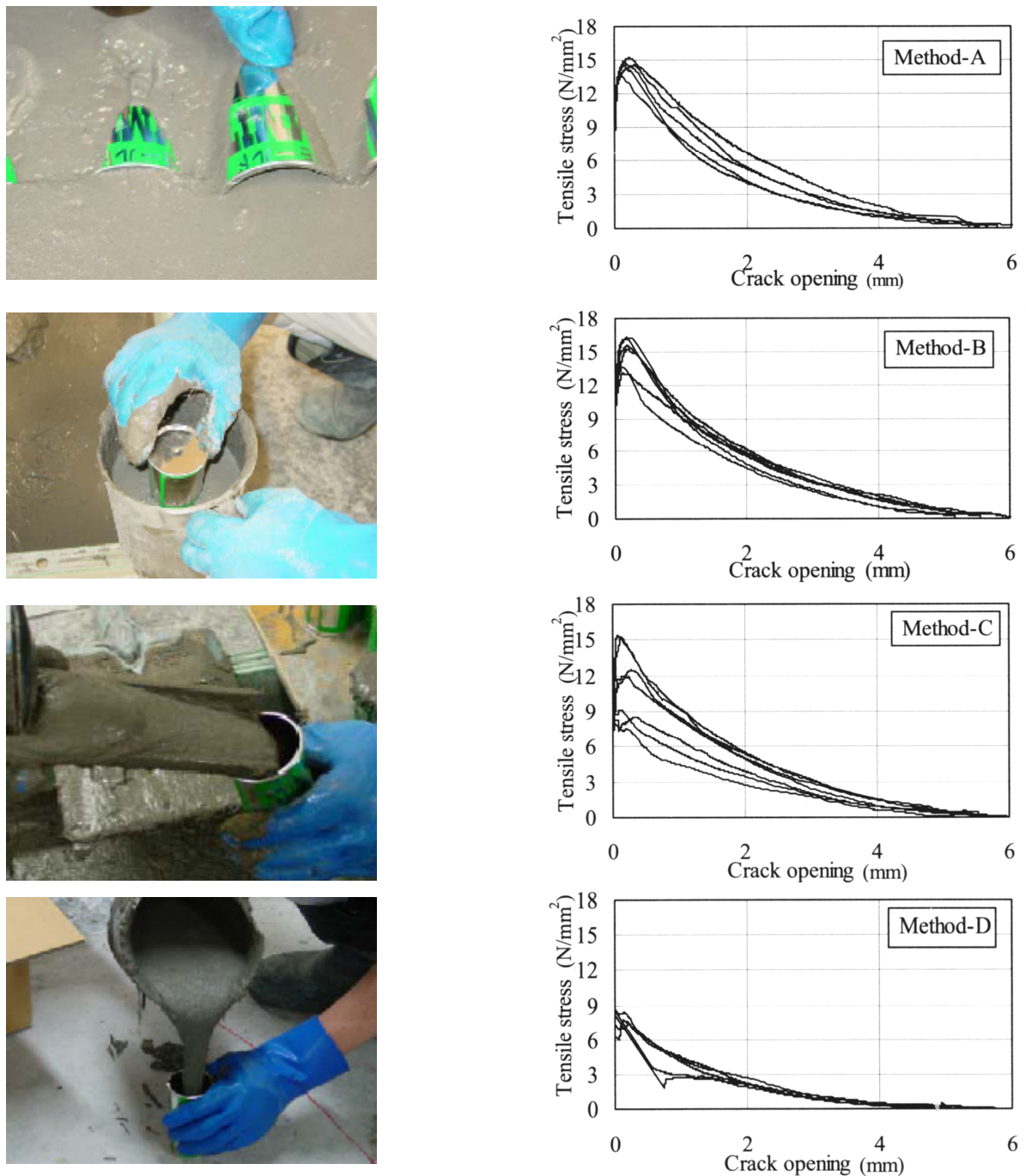


Abbildung 42: Einfluss der Befüllmethode auf die Zugspannungs-Rissöffnungs-Beziehung von Probekörpern aus faserbewehrtem UHFB [83]

Ursache war die Orientierung der Stahlfasern in Richtung des Fließstranges bei der Befüllung der Probekörperformen nach den Methoden C und D. Weiterhin kann es bei fließfähiger Frischbetonkonsistenz neben der Orientierung sogar zu einer Sedimentation der Stahlfasern kommen [21]. Fukuura et. al [83] empfehlen deswegen, den Frischbeton in einer langsam fließenden Konsistenz mit einer möglichst hohen Viskosität einzustellen und auf eine Rüttelverdichtung zu verzichten.

Die Faserorientierung beeinflusst die nach Auftreten des Erstrisses übertragbaren Biegezugspannungen signifikant (siehe Abbildung 43). Bei geringen Querschnittshöhen, die nur wenig größer als die Faserlänge sind, ist der „Randeffekt“, bei dem eine zum Rand parallele Ausrichtung

der Fasern erfolgt, besonders ausgeprägt. Eine Faserorientierung findet insbesondere bei fließfähigen Konsistenzen in Fließrichtung bzw. beim Einbringen durch Pumpen in Strangrichtung statt.

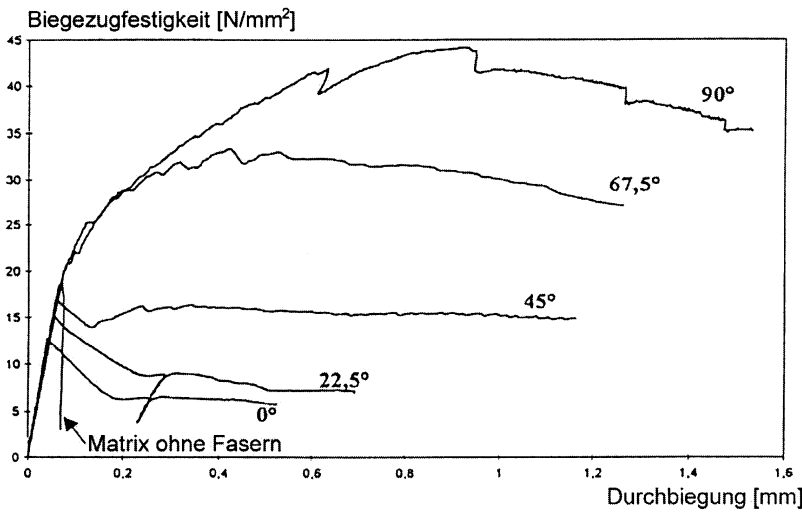


Abbildung 43: Bruchverhalten in Abhängigkeit des Winkels zwischen Faser und Rissflanke [84]

Alle Einflüsse, die zu einer Orientierung der Fasern führen, wirken sich signifikant auf das Nachbruchverhalten im Zug- oder Biegezugversuch aus (vgl. Abbildung 43). Die französische Richtlinie zur Bemessung von Bauteilen aus UHFB [21] führt deswegen den K-Faktor ein (siehe Abschnitt 2.3.2.4), welcher zur Berücksichtigung von allen „lokalen Effekten“ mit 1,75 sehr hoch ausfällt.

2.4.3 Zusammenfassung und Ableitung der eigenen Forschungsziele

Die angestrebte hohe Festigkeit und Dichtigkeit ultrahochfester Betone wird im Wesentlichen durch die drastische Reduzierung der Matrixporosität, die Vermeidung von Fehlstellen und lokalen Inhomogenitäten, wie z. B. infolge unterschiedlicher Steifigkeit von Matrix und großen Gesteinskörnern, vermieden.

Selbst nach Optimierung der Packungsdichte benötigt UHFB zur Einstellung einer fließfähigen Konsistenz und somit guten Entlüftungseigenschaften des Frischbetons aufgrund der großen Oberfläche der Feststoffe eine mit 180 bis 200 l/m³ große Wassermenge. Gleichzeitig erfordert die Sicherstellung der geringen Matrixporosität eine Reduzierung des w/b-Wertes auf kleiner 0,25. Dies kann nur über hohe Bindemittelgehalte erreicht werden.

Das daraus resultierende hohe Bindemittelvolumen von rd. 500 l/m³ führt während der Erhärtung aufgrund der Volumenkontraktion infolge chemischer Reaktionen bzw. physikalischer Mechanismen zu großen autogenen Schwindverformungen. Die Behinderung dieser Schwindverformung bewirkt Zwangsspannungen, die im jungen Alter die noch wenig ausgeprägte Festigkeit übersteigen und somit zur Rissbildung führen können.

Bekannterweise steigt die Sprödigkeit von Beton mit zunehmender Druckfestigkeit an. Dies trifft verstärkt auf den UHFB zu. Um ein Versagen ohne Ankündigung von Bauteilen aus UHFB zu vermeiden und gleichzeitig die hohe Festigkeit bei der Bemessung ausnutzen zu können, wird durch das Beimischen von Fasern eine bestimmte Materialduktilität erzeugt. Eine isotrope Faserverteilung ist die Grundlage für ein über den gesamten Bauteilquerschnitt identisches Nachbruchverhalten, so dass bei der Bemessung der Sicherheitsfaktor auf der Widerstandsseite niedrig angesetzt werden kann. Da beim Fließen eine Orientierung der Fasern stattfindet und gleichzeitig zur Gewährleistung einer ausreichenden Entlüftung der Frischbeton eine fließfähige Konsistenz aufweisen muss, ergibt sich eine Konfliktsituation.

Wie bereits in der Übersicht auf Seite 3 dargestellt, ist es das Ziel der eigenen Forschungsarbeit, die Gefahr der Rissbildung infolge behinderter autogener Schwindverformungen zu untersuchen und daraus Empfehlungen zur Herstellung von rissefreien Bauteilen aus UHFB abzuleiten sowie den Fasereinsatz und den Herstellungsprozess für eine hohe Materialduktilität und isotrope Faserverteilung zu optimieren. Die gleichzeitige Erreichung einer hohen 28-Tage-Druckfestigkeit von 180 bis 200 N/mm² bei 20 °C-Lagerung wird vorausgesetzt.

Da die Beurteilung und Verminderung der Gefahr der Rissbildung nicht unabhängig von den für die Erreichung der hohen Festigkeiten erforderlichen betontechnologischen Maßnahmen sowie der zeitlichen Entwicklung des statischen E-Moduls, der Zugfestigkeit und den autogenen Verformungen betrachtet werden kann, werden im Vorfeld diese Sachverhalte eingehend untersucht und anhand der Versuchsergebnisse erläutert.

3 Versuchseinrichtung und –durchführung

3.1 Herstellung des Frischbetons

Die bei diesen Untersuchungen eingesetzten Gegenstrom-Intensivmischer R02 VAC bzw. R08 VAC der Fa. EIRICH mit 5 bzw. 75 l Fassungsvermögen besitzen einen schräg stehenden, rotierenden Mischsteller, einen feststehenden Wand-Abstreifer und einen schnell drehenden Wirbler (siehe Abbildung 44). In Abhängigkeit vom Mischgut kann die Wirblergeometrie variiert werden. Während der Sternwirbler hauptsächlich zum Homogenisieren von trockenen Pulvern eingesetzt wird, eignet sich der Stiftwirbler besser zur Wasserverteilung und zum Einmischen des Fließmittels in den breiigen Frischbeton.

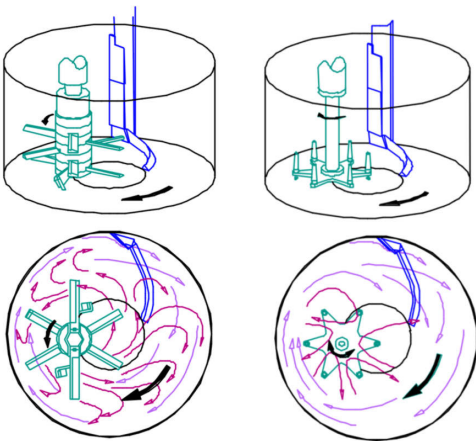


Abbildung 44: Mischprinzip und Wirblergeometrien des Intensivmischer
(links: Sternwirbler; rechts: Stiftwirbler)

Durch die Wandreibung am geneigten Mischtopf wird das Mischgut nach oben transportiert und fällt am höchsten Punkt wieder nach unten, was eine Grobvermischung bewirkt. Der Wandabstreifer wälzt das Mischgut um und wirft es in den Wirbler, der es zerteilt. Die Materialströme mit hohen Geschwindigkeitsdifferenzen von bis zu 40 m/s besitzen eine große Vertikalkomponente und führen zu einer äußerst effektiven Feinvermischung. Diese Mischeffekte gewährleisten die Erfüllung folgender bei dem Mischen von UHFB maßgeblichen Anforderungen:

- § kurze Mischzeiten,
- § homogenes Untermischen kleinster Mengen von Zusatzstoffen und –mitteln und
- § Homogenisieren von Rohstoffen mit stark unterschiedlichen Rohdichten.

Der Intensivmischer ist mit einer Peripherie, bestehend aus einem Staubfilter, einem Kondensatorurm und einer Vakuumpumpe verbunden. Letztere ermöglicht es, während des Mischens im geschlossenen System einen Unterdruck von minimal 30 mbar anzulegen.

Damit ist es gewährleistet selbst faserbewehrte, zähflüssige Frischbetone nahezu vollständig zu entlüften. Baugleiche Intensivmischer sind in unterschiedlichen Größen mit einem Mischvolumen von 5 bis 7000 l bzw. einer Chargenmasse von 8 bis 11200 kg erhältlich.

In den Versuchen wurde aufgrund der Frischbetontemperaturen von 25 bis 32 °C in der letzten Mischminute ein Unterdruck von 50 bis 70 mbar angelegt und so die größtmögliche Entlüftung gewährleistet, bei der gerade noch kein Wasserentzug erfolgte.

Mit zunehmender Temperatur steigt der Dampfdruck des Wassers. Übersteigt dieser den umgebenden Luftdruck, so siedet das Wasser, d.h. es geht in den gasförmigen Zustand über. Bei niedrigerem Luftdruck geschieht dies folglich bei niedrigerer Temperatur. In Abbildung 45 wurde das zur Vorbeugung eines Wasserentzugs kritische Verhältnis zwischen Frischbetontemperatur und aufgebrachtem Unterdruck dargestellt.

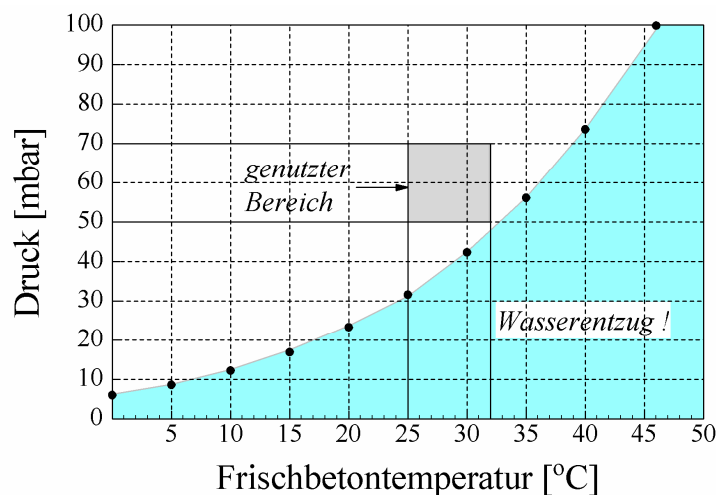


Abbildung 45: Kritischer Zusammenhang zwischen aufgebrachtem Unterdruck und Frischbetontemperatur zur Vorbeugung eines Wasserentzugs

Nach wenigen Versuchen setzte sich der Gegenstrom-Intensivmischer der Fa. Eirich aufgrund der höheren Mischintensität gegenüber einem herkömmlichen Zwangsmischer bei der Erzielung einer fließfähigen Konsistenz durch.

Die für die Effektivität des Mischvorgangs maßgebende Materialstromgeschwindigkeit kann nach Gleichung 11 für unterschiedliche Wirblergeometrien berechnet werden. Die Umdrehungsgeschwindigkeit des Tellers kann, da sie gegenüber der Wirblergeschwindigkeit meist gering ausfällt, dabei vernachlässigt werden.

$$F = \frac{n \cdot D \cdot \pi}{60} \quad \text{Gleichung 11}$$

n: Umdrehungsgeschwindigkeit des Wirblers [U/min]; bei R02 1250 U/min und bei R08 500 U/min

D: Durchmesser des Wirblers bzw. größter Abstand zwischen auf der gleichen Achse rotierenden Einbauten [m]; bei R02 0,125 m und bei R08 0,35 m

F: Materialstromgeschwindigkeit [m/s]; bei R02 8,2 m/s und bei R08 9,2 m/s

3.2 Charakterisierung der Frischbetoneigenschaften

3.2.1 Allgemeines

Um erhöhte Luftporengehalte zu vermeiden, werden ultrahochfeste Betone meistens in einer fließfähigen Konsistenz hergestellt. Ähnlich wie bei den mehlkornreichen, selbstverdichtenden Betonen eignen sich auch hier zur Charakterisierung der Frischbetoneigenschaften das Setzfließmaß und rheologische Messungen mit Hilfe eines Rotationsviskosimeters.

3.2.2 Setzfließmaß

Das Setzfließmaß ist ein Ausbreitversuch, bei dem auf das Schocken des Ausbreittisches verzichtet wird. Für die Versuchsdurchführung wurde – wegen des geringeren Materialbedarfs und des kleinen Größtkorns – der Mörtelkonus gemäß DIN 1060 T.3 ($D/d/h = 100/70/60$ mm) oder der Konus ($D/d/h = 40/20/60$ mm) zur Bestimmung des mini-slump-Maßes [85, 86] verwendet. Der mini-slump-Versuch eignet sich besonders zur Untersuchung von Bindemittelleimen.

Der jeweilige Konus wurde ohne Verdichtung mit Bindemittelleim oder Frischbeton gefüllt und an der Oberkante glatt abgezogen. 10 Minuten nach der Wasserzugabe wurde der Konus 2 bis 3 cm angehoben, so dass der Frischmörtel ungehindert ausfließen konnte. Nachdem die Ausbreitung des Frischbetons zum Stillstand gekommen war, wurde der Durchmesser des Frischbetonkuchens – zweimal um 90° versetzt – mit einer Genauigkeit von 1 mm gemessen. Während die Angabe des Setzfließmaßes in cm erfolgte, wurde für das mini-slump-Maß anhand des mittleren Durchmessers die Ausbreitfläche in cm^2 unter der Annahme einer Kreisfläche berechnet.

3.2.3 Rheologische Messungen mit dem Rotationsviskosimeter

3.2.3.1 Grundlagen

In Abhängigkeit von dem Typ des untersuchten Stoffes, wie Flüssigkeit, kolloidales System oder Festkörper, kann sein Verformungsverhalten unter der Wirkung äußerer Kräfte mit einem der drei folgenden rheologischen Modelle beschrieben werden:

- Newton,
- Bingham und
- Hershel-Bulkley.

Die mathematische Beschreibung der Fließkurven von Flüssigkeiten und Suspensionen (siehe Abbildung 46) erfolgt mit Hilfe der Gleichung 12. Während beim Newtonschen Modell $\tau_0 = 0$ und $n = 1$ zu setzen ist, wird das Bingham'sche Modell für Werte von $\tau_0 \neq 0$ und $n = 1$ erfasst.

Bei dem Hershel-Bulkley Modell ist $\tau_0 \neq 0$ und man unterscheidet die beiden Fälle, das mit zunehmender Schergeschwindigkeit die Schubspannung für $m > 1$ über- und für $m < 1$ nur unterproportional ansteigt. In diesem Zusammenhang sind auch die Begriffe dilatante ($m > 1$) und strukturviskose Flüssigkeit ($m < 1$) geläufig.

$$\tau = \tau_0 + \eta \cdot \dot{\gamma}^n \quad \text{Gleichung 12}$$

τ :	Schubspannung [MPa]
$\dot{\gamma}$:	Schergeschwindigkeit [1/s]
τ_0 :	Fließschubspannung [MPa]
η :	Viskosität [Pa s]
n :	Konstante [-]

Bei rheologischen Untersuchungen mittels Rotationsviskosimetern ist es schwierig, die Parameter aus Gleichung 12 zu bestimmen. Für vergleichende Untersuchungen werden diese Parameter deswegen durch die entsprechenden direkt messbaren Kennwerte ersetzt, so dass die Gleichung wie folgt angepasst wird:

$$T = g + h \cdot N^m \quad \text{Gleichung 13}$$

T :	Drehmoment [Nm]
g :	Fließwiderstand oder -grenze [Nm]
h :	Viskositätskoeffizient oder rel. Viskosität [Nm s]
N :	Rotationsgeschwindigkeit [1/s]
m :	Konstante [-]

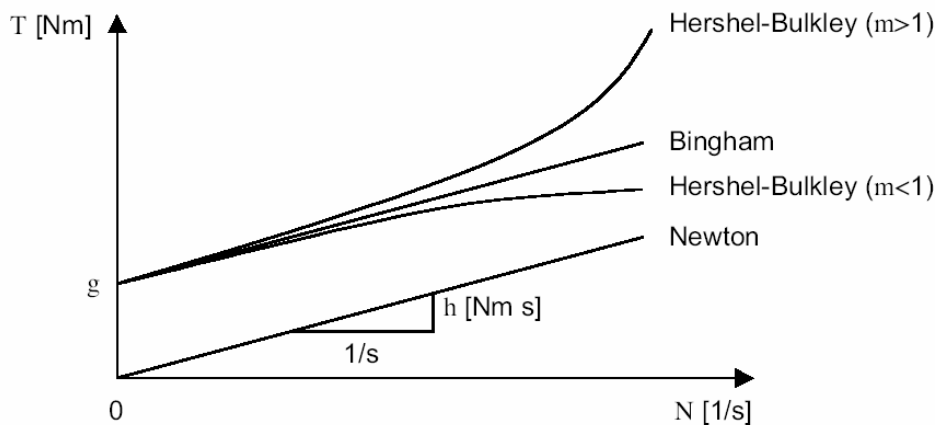


Abbildung 46: Fließkurven der rheologischen Modelle aus [87]

Das Modell von Newton beschreibt das Fließverhalten von idealen Flüssigkeiten, wie z. B. Wasser oder Ölen. Da diese keine Fließgrenze aufweisen, stellt die Fließkurve eine Gerade durch den Ursprung dar.

Bei zementgebundenen Baustoffen kann binghamisches oder dilatantes Fließverhalten auftreten. Dilatantes Fließverhalten (Hershel-Bulkley; $m > 1$) tritt bei eng gepackten, dispersen Suspensionen auf. Als Ursachen werden hier Interaktionen zwischen den Partikeln sowie die Immobilisierung des Dispersionsmittels genannt.

Der innere Widerstand des Zementleimes oder Frischbetons gegen Verformung ist eine Funktion des gegenseitigen Abstandes der Feststoffpartikel. Bei Zementsuspensionen existiert im Ruhezustand ein energetisch optimaler Abstand.

Dies Energieminimum ist die Ursache für die messbare Fließschubspannung. Erst nach Aufwendung der entsprechenden Energie kann die Zementsuspension verformt werden und somit die agglomerierten Teilchen voneinander getrennt werden. An den ursprünglichen Kontaktflächen bildet sich, wie an den bereits mit Wasser benetzten Flächen, eine Schicht aus gelartigen Hydratphasen [87]. Aufgrund der sich dadurch einstellenden Oberflächenladungen nehmen die getrennten Partikel einen energetisch günstigen Abstand ein, so dass die ursprüngliche Packung nicht mehr erreicht wird. Dieser irreversible Vorgang wird als Strukturversagen bezeichnet.

Bei konstanter Scherbelastung stellt sich in Abhängigkeit der agglomerierten Partikel am Gesamtvolumen der Suspension nach einer gewissen Zeit ein Gleichgewichtswiderstand ein (siehe Abbildung 47). Nach Ende oder Verringerung der Scherbelastung kann es zum Wiederaufbau einer Agglomeratstruktur kommen.

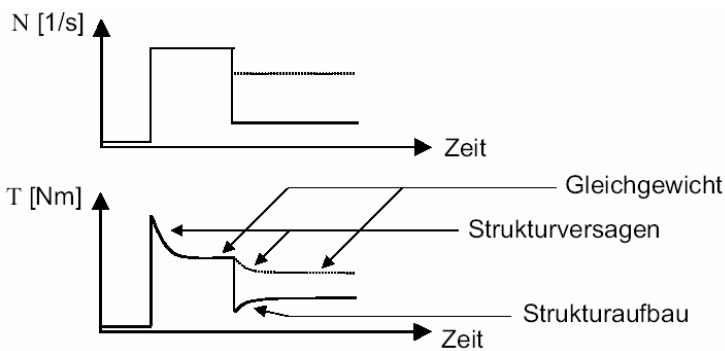


Abbildung 47: Scherwiderstand in Abhängigkeit der Schergeschwindigkeit und der Beanspruchungszeit

Die Viskosität ist ein Maß für die innere Reibung und wird durch die Anzahl und Größe der Partikel bzw. Agglomerate bestimmt, in die eine Bingham-Struktur unter Scherbelastung zerfällt. Krieger [88] postuliert für Suspensionen, die keine Fließschubspannung aufweisen und sich somit wie eine Newtonsche Flüssigkeit verhalten, folgende Beziehung zwischen relativer Viskosität und dem Verhältnis zwischen Feststoffanteil und max. Packungsdichte (siehe Gleichung 14).

$$\eta_r = \left(1 - \frac{\phi}{\phi_m}\right)^{-A \cdot \phi_m} \tag{Gleichung 14}$$

- η_r : relative Viskosität
- ϕ : Feststoffanteil
- ϕ_m : Feststoffanteil bei max. Packungsdichte
- A: Formfaktor

Erreicht der Feststoffanteil die maximale Packungsdichte, so nimmt demzufolge die relative Viskosität sehr hohe Werte an. Eine hohe Packungsdichte führt demgegenüber bei konstantem Feststoffanteil zu einer Verringerung der relativen Viskosität.

Banfill [89] bestätigte durch Messungen die Vermutung, dass sowohl die Fließschubspannung als auch die Viskosität überschätzt wird, wenn der Mischvorgang vor dem vollständigen Strukturversagen beendet wird. Er bestimmte dafür die rheologischen Kennwerte von unterschiedlich lang gemischten Zementsuspensionen (siehe Abbildung 48).

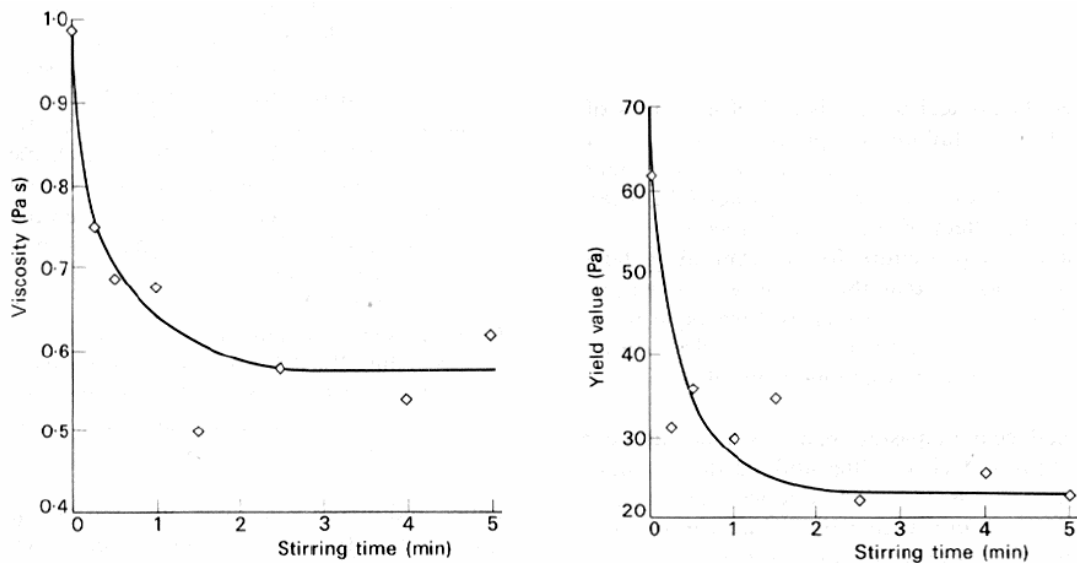


Abbildung 48: Viskosität und Fließschubspannung von Zementleimen in Abhängigkeit der Mischzeit

Um die geforderten Frischbetoneigenschaften zu gewährleisten – das ergaben Untersuchungen an selbstverdichtenden Betonen [90] – muss die Fließgrenze in einem bestimmten Verhältnis zur Viskosität des Frischbetons stehen. Dabei sind sowohl die Kombination aus hoher Fließgrenze und geringer Viskosität als auch eine geringe Fließgrenze in Kombination mit einer hohen Viskosität geeignet. Letztere Kombination wird bei selbstverdichtenden Betonen bevorzugt. Denn zum einen kann die Fließgrenze gut über die Zugabe von FM reduziert und somit hauptsächlich das Setzfließmaß vergrößert werden. Zum anderen ist eine ausreichende Viskosität zur Verhinderung von Entmischungs- und Absetzvorgängen erforderlich [90].

Damit UHFB in einer selbstverdichtenden Konsistenz hergestellt werden kann, muss die Fließschubspannung (Fließgrenze) niedrig sein. Nur so reicht das Eigengewicht aus, um den Frischbeton auch bei niedrigem Fließgefälle in Bewegung zu bringen [87]. Die Viskosität wirkt sich als Maß für die innere Reibung maßgeblich auf die Fließgeschwindigkeit aus. Eine hohe Festigkeit und ein gutes Nachbruchverhalten werden nur dann erreicht, wenn die Viskosität so niedrig ist, dass der Frischbeton gut entlüftet [87] und ausreichend hoch ist damit die Stahlfasern aufgrund ihrer gegenüber dem Frischbeton rd. 3fach höheren Dichte nicht sedimentieren [83].

3.2.3.2 Messgerät

Für die durchgeführten rheologischen Untersuchungen an Zementleimen und faserfreien Frischbetonen wurde das Rotationsviskosimeter „Viskomat NT“ der Fa. Schleibinger eingesetzt. Die wesentlichen funktionalen Teile des Gerätes sind der temperierte Mörteltopf und das Messpaddel.

Der Mörteltopf, der stets mit 376,5 ml Frischbeton gefüllt wurde, befindet sich in einem auf 20 °C temperierten Wasserbad und rotiert um eine feste vertikale Achse. Das Messpaddel ist starr am Drehmomentenmesskopf montiert. Dieser ist zur Messwertspeicherung mit einem Rechner verbunden. Ein fester Abstreifer verhindert zudem, dass sich an der Innenseite des Mörteltopfes Anhaftungen bilden. Alle Messungen wurden 15 Minuten nach Wasserzugabe begonnen.

Für die Messungen wurde ein Geschwindigkeitsprofil mit 4 Stufen (siehe Abbildung 49) gewählt.

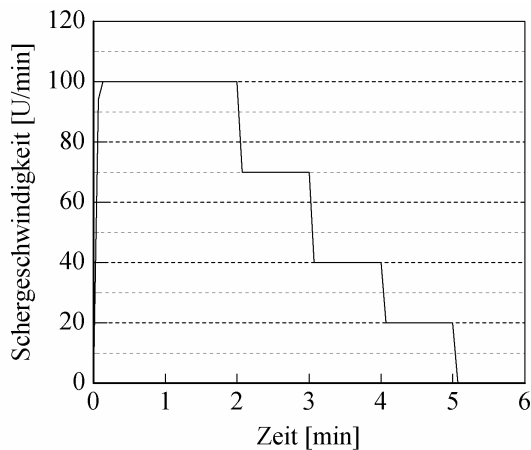


Abbildung 49: Geschwindigkeitsprofil zur Untersuchung der rheologischen Eigenschaften von faserfreiem UHFB

Die Messpunkte für die Fließkurve wurden anhand der Beziehung zwischen Schermoment und Umdrehungsgeschwindigkeit des Topfes nach Erreichen des Gleichgewichtszustandes ermittelt. Der Schnittpunkt der gedachten Verbindungslinie bzw. -kurve mit der Ordinate gibt die relative Fließgrenze wieder, während die relative Viskosität die Steigung der Fließkurve darstellt. Die Werte der relativen Fließgrenze und der relativen Viskosität wurden mittels linearer Interpolation aus der Fließkurve (siehe Abbildung 50 - rechts) ermittelt.

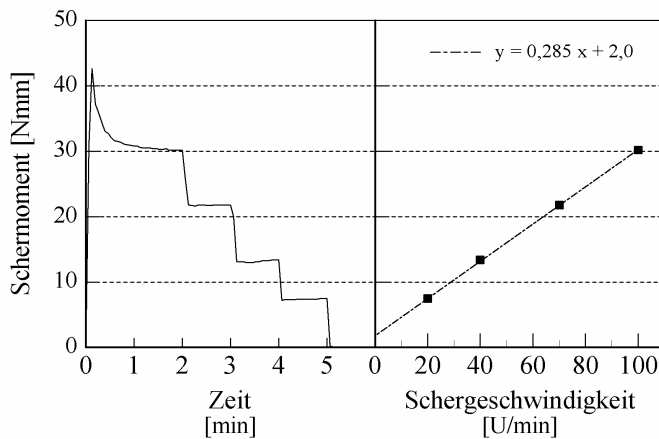


Abbildung 50: Schermomentenverlauf (links) und die daraus resultierende Fließkurve (rechts)

Während die Fließgrenze der Energie entspricht, die aufgebracht werden muss, um den Frischmörtel bzw. -beton in Bewegung zu setzen, ist die Viskosität ein Maß für die innere Reibung. Mit Hilfe dieser Kennwerte können die Fließeigenschaften des Frischbetons präzise charakterisiert werden, so dass schon geringe Veränderungen in der Rezeptur oder andere Einflüsse erkennbar werden.

3.3 ²⁹Si-NMR-Spektroskopie zur Bestimmung der Reaktionskinetik von Zement und Silikastaub

3.3.1 Messprinzip

Das Messprinzip der kernmagnetischen Resonanzspektroskopie (NMR) basiert auf der Eigenrotation der Atomkerne (= Kernspin), die bei einem Großteil der Isotope aller Elemente vorhanden ist. Zur Untersuchung von Zementstein und Beton mittels Festkörper-NMR-Spektroskopie eignen sich die Isotope ²⁷Al und ²⁹Si.

Durch den Hochfeldmagneten im NMR-Spektrometer werden die statistisch orientierten Eigenrotationen der Atomkerne in eine energetisch günstige Lage parallel zu den Magnetfeldlinien umorientiert. Anschließend erfolgt durch Energiezufuhr eine Ausrichtung der Atomkerne um einen bestimmten Winkel entgegen dieser Lage (= Resonanz). Die Winkelveränderung hängt von der Pulsintensität ab. Entfernt man diese Anregungsenergie, wird wieder der energetisch günstigere Zustand eingenommen und gleichzeitig Energie freigesetzt. Diese freigegebene Energie wird als Messgröße erfasst und ist charakteristisch für den jeweiligen Atomkern (Einstrahlungsfrequenz in MHz) und seine chemische Umgebung (Verschiebung in ppm relativ zu einer Standardverbindung). Somit kann nicht nur der hydratisierte Anteil des Zementes und des Silikastaubes, sondern auch die Kettenlänge der CSH-Phasen über die Anzahl und Art der Silikattetraeder bestimmt werden (siehe Gleichung 15 - Gleichung 17).

Bei der Festkörper-NMR-Spektroskopie müssen verschiedene Techniken angewendet werden, um der mangelnden Beweglichkeit der Moleküle und der damit verbundenen Signalverbreiterung entgegenzuwirken. Wichtigstes Mittel hierbei ist die schnelle Rotation der Proben [91].

3.3.2 Probenvorbereitung

Um die Homogenität der Probe, die auf eine Masse von 400 mg begrenzt ist, zu gewährleisten, eignen sich besonders Zementsteine oder sehr feinkörnige Mörtel. Im Rahmen dieser Arbeit wurde die Probe aus faserfreiem UHFB bzw. erhärteter Bindemittelmatrix gebrochen und auf eine Feinheit $< 90 \mu\text{m}$ gemahlen. Zum Stoppen der Hydratation wurde das Pulver in Isopropanol gegeben. Anschließend wurde es bei maximal 40°C unter Vakuum getrocknet und bis zur Messung unter Stickstoff aufbewahrt.

3.3.3 Abstimmung des Messverfahrens an den UHFB

Eingesetzt wurde ein Spektrometer der Firma Bruker vom Typ Avance 300 (Magnetfeldstärke $7,0455 \text{ T}$). Die ^{29}Si -NMR-Messungen erfolgten bei einer Resonanzfrequenz von $59,63 \text{ MHz}$ im größten verfügbaren Rotor mit einem Durchmesser von 7 mm und einer Länge von 20 mm .

Die NMR-Spektren wurden mit Single-Pulse (SP)-Technik bei Rotation mit 7000 U/sec. um den Magischen Winkel ($\text{MAS} = 54,7^\circ$) aufgezeichnet. Der Energiepuls dauerte $3 \mu\text{s}$ und wurde in einem Intervall von 45 Sekunden wiederholt. Aufgrund des eingesetzten, eisenfreien Silikastaubes würden bei kürzeren Wiederholzeiten Sättigungseffekte zur Bestimmung von Mindergehalten an Silikastaub führen [92]. Die für eine repräsentative Messung erforderliche Pulszahl lag zwischen $5\,000$ und $20\,000$. Die Pulsintensität wurde so eingestellt, dass die Winkelveränderung gegenüber der energetisch günstigen Lage rd. 60° betrug. Die Totzeit wurde auf die kleinste mögliche Zeit von $7 \mu\text{s}$ eingestellt, so dass nahezu das gesamte während der Relaxationszeit auftretende FID-Spektrum (free induction decay) erfasst werden konnte.

3.3.4 Auswertung

Das FID-Spektrum wurde mittels Fourier-Transformation in das ^{29}Si -MAS-NMR-Spektrum umgewandelt (siehe Abbildung 51). Durch Integration dieses Spektrums, welches die Intensitäts-Wellenlänge-Beziehung beschreibt, wurden quantitative Daten über die Siliziumatome in Silikattetraedern mit unterschiedlichen Bindungsumgebungen Q^n (siehe Abbildung 52; $n = \text{Zahl der an den Silikattetraeder gebundenen Si-Atome; } 0 \leq n \leq 4$) gewonnen.

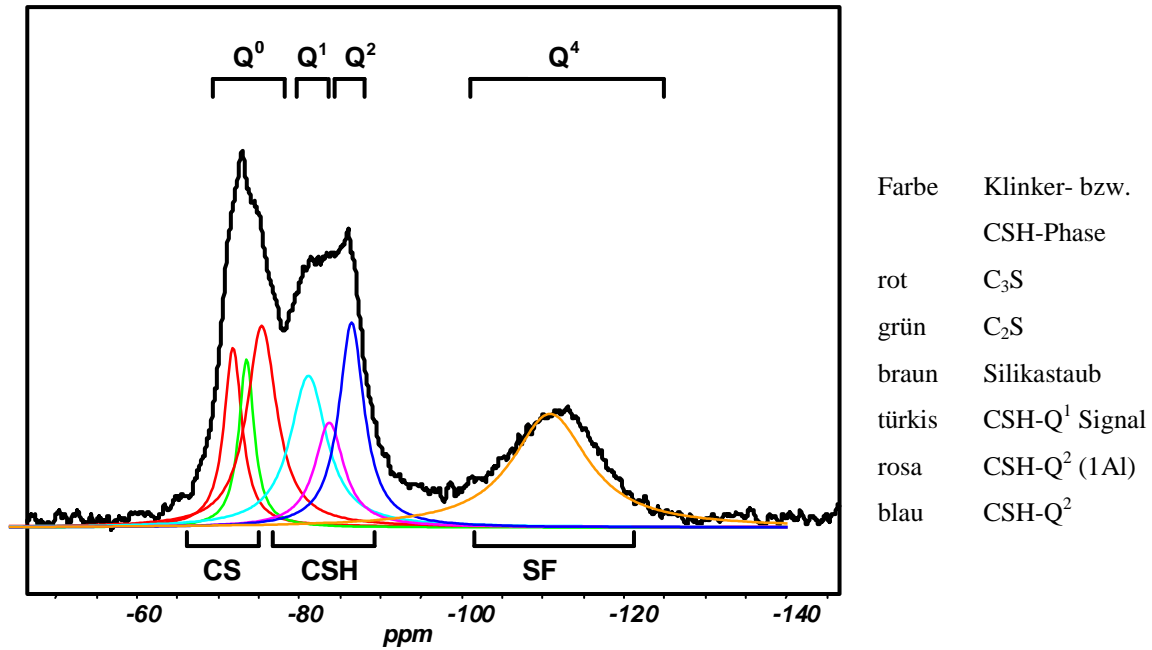


Abbildung 51: ²⁹Si-MAS-MNR-Spektrum der Modellmischung aus Portlandzement und 20 M.-% Silikastaub (w/b = 0,23) im Alter von 28 Tagen [107]

Abbildung 51 zeigt das Resultat der Deconvolution mit dem Programm WIN-NMR, bei der das Spektrum in die Einzelsignale zerlegt wird. Somit wird eine exakte Auswertung von sich überlappenden Signalen ermöglicht. Eine gute Anpassung erfolgt nur, wenn das Signal von verbrückenden Silikattetraedern mit einem Al-Atom als Nachbar (Q²(1Al)) bei einer Verschiebung von -81,4 ppm berücksichtigt wird [93].

Während in unhydratisierten Silicatphasen monomere Silikattetraeder (= Q⁰) vorliegen, findet man in CSH-Phasen unverzweigte Ketten mit Silikattetraedern am Kettenanfang (Q¹) und verbrückenden Silikattetraedern (Q²). Vernetzende Silikattetraeder (Q³) werden unter Normalbedingungen (20 °C) bei der Hydratation nicht gebildet. Diese werden erst während einer Wärmebehandlung des UHFBS bei hohen Temperaturen von 200 bis 250 °C gebildet [94]. In Silikastaub haben die Silikattetraeder die Koordination Q⁴.

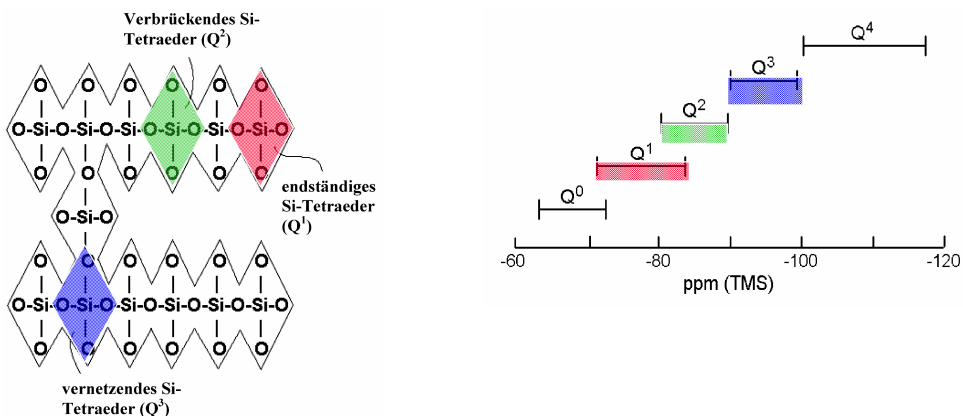


Abbildung 52: Modelldarstellung einer Si-O-Kette

Anhand der entsprechenden Integrale der Einzelsignale lassen sich nach folgenden Formeln die gesuchten Kenngrößen berechnen.

$$\text{Hydratationsgrad}(Si, Z) = \frac{I(Q^1) + I(Q^2) + I(Q^4) - \frac{sf}{Z} \cdot I(Q^0)}{I(Q^0) + I(Q^1) + I(Q^2) + I(Q^4)} \quad \text{Gleichung 15}$$

$$\text{Hydratationsgrad}(Si, sf) = \frac{I(Q^1) + I(Q^2) + I(Q^0) - \frac{sf}{Z} \cdot I(Q^4)}{I(Q^0) + I(Q^1) + I(Q^2) + I(Q^4)} \quad \text{Gleichung 16}$$

$$\text{mittlere Kettenlänge } \bar{C} = \frac{2(I(Q^1) + I(Q^2))}{I(Q^1)} \quad \text{Gleichung 17}$$

Der Hydratationsgrad des Zementes, der Anteil des Silikastaubes der puzzolanisch reagiert und die Kettenlänge der gebildeten CSH-Phasen stellen die hinsichtlich der Festigkeitsentwicklung von UHFB maßgebenden Parameter dar [31]. An einem UHFB und einer Bindemittelmatrix entsprechender Zusammensetzung wird der Zusammenhang zwischen diesen Kennwerten und der Festigkeitsentwicklung bei 20 °C-Lagerung in Abschnitt 4.4 diskutiert.

3.4 Prüfung der mechanischen Eigenschaften

3.4.1 Allgemeines

Im jungen Alter von bis zu 3 Tagen ändern sich sowohl die Festigkeiten als auch das Verformungsverhalten von UHFB sehr stark. Aus diesem Grund wurden nach Erstarrungsende bis zu einem Betonalter von 24 Stunden nahezu stündlich die Druckfestigkeit, die Spaltzugfestigkeit und der statische E-Modul im Versuch bestimmt. Bei sehr frühen Prüfzeiten (< 1 d) musste zum Teil von den Prüfvorschriften in der Norm abgewichen und spezielle Probenvorbereitungen gewählt werden. Diese Maßnahmen werden an den entsprechenden Stellen erläutert.

Vor der Prüfung der mechanischen Eigenschaften wurde die Probekörperdichte mittels Tauchwägung und der dynamische E-Modul anhand der Ultraschalllaufzeit bestimmt. Diese Maßnahmen dienen zur Erkennung von eingeschlossenen Luftporen oder eventuell vorhandenen Gefügeschäden.

Nach dem Ausschalen wurden die Probekörper in Folie verpackt und bei 20 °C und 91 % relative Feuchte über einer gesättigten Bariumchloridlösung gelagert. Vorversuche hatten gezeigt, dass Probekörper, die nach dem Ausschalen bei dieser relativen Feuchte gelagert wurden, die geringsten Masseänderungen infolge Austrocknung bzw. Wasseraufnahme über die freie Betonoberfläche aufwiesen (siehe Abbildung 53). Zur Einstellung der Luftfeuchten wurde die Lagerung der Probekörper über entionisiertem Wasser und drei gesättigten Salzlösungen nach DIN 50 008 Teil 1 in Exikatoren bei 20 °C in der Klimakammer gelagert.

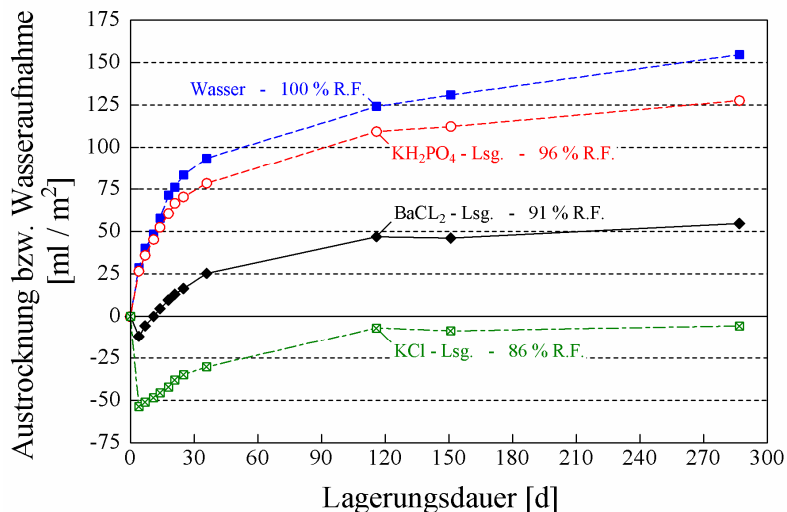


Abbildung 53: Auf die Betonoberfläche bezogene Masseänderung infolge Austrocknung bzw. Wasseraufnahme in Abhängigkeit von der Luftfeuchte und der Lagerungsdauer nach dem Ausschalen der PK im Alter von 24 Stunden

Für die Masseänderung infolge Austrocknung bzw. Wasseraufnahme sind je nach Beobachtungszeitraum unterschiedliche Mechanismen verantwortlich. Direkt nach dem Ausschalen trocknet die Betonoberfläche bei Umgebungsfeuchten $< 96\%$ ab. Infolge des Hydratationssoges nehmen die Probekörper anschließend aufgrund des geringen Diffusionswiderstandes im jungen Alter Feuchtigkeit auf. Mit zunehmender Hydratation wird die Randzone dichter, so dass der Transportvorgang erschwert und somit die Feuchtigkeitsaufnahme verlangsamt wird.

Durch die Kombination aus Folienverpackung und Lagerung bei 91 % relativer Feuchte wurden Auswirkungen auf die Probekörper durch eine undichte Verpackung bzw. durch einen Abfall der Luftfeuchte beim Öffnen des Exikators ausgeschlossen. Dies Vorgehen schien aufgrund der geringen Probekörperabmessungen (Zylinder $D/H = 50/50$ mm) mit einem ungünstig großen Verhältnis von Oberfläche zu Volumen angebracht. Somit konnte ein über den Querschnitt konstanter Hydratationsgrad der Bindemittel Zement und Silikastaub gewährleistet werden.

3.4.2 Druckfestigkeit

Die Belastungsgeschwindigkeit bei der Bestimmung der Druckfestigkeit und des statischen E-Moduls betrug nach DIN 1048 T. 5 [95] $0,5 \pm 0,2$ N/(mm² · s).

Die Prüfung der Druckfestigkeiten im jungen Alter von 8 bis 24 Stunden erfolgte an Prismen ($B/H/L = 40/40/160$ mm). Die Lasteinleitung wurde mit Hilfe der Prüfvorrichtung für Mörtelprismen gemäß DIN EN 196-1 durchgeführt.

Im Alter von 48 Stunden war die Festigkeit bereits so hoch, dass ein planparalleles Schleifen der Prüfflächen ohne sichtbare Riefen möglich war. Ab diesem Betonalter wurde die Druckfestigkeit an Zylindern ($\varnothing/H = 50/50$ mm) ermittelt, da Vorversuche [96] gezeigt hatten, dass die mittlere Würfeldruckfestigkeit mit rd. 220 N/mm^2 gegenüber der Zylinderdruckfestigkeit mit 238 N/mm^2 um 8 % geringer und die Standardabweichung mit rd. 19 gegenüber $6,6 \text{ N/mm}^2$ signifikant höher ausfiel. Die Ursache für die größeren Streuungen und die geringeren Druckfestigkeiten bei der Prüfung von Würfeln liegt nach van Mier [97] in dem Auftreten von Scherspannungen im Lasteinleitungsbereich. Ursache dafür ist die Reibung zwischen Probekörper und Stahlprüfplatte. Da der Zylinder eine rotationssymmetrische Form besitzt, wird die Querdehnung infolge Belastung im Randbereich nicht durch geometrische Unstetigkeiten gestört. Die Kombination dieser beiden Effekte in Verbindung mit dem spröden Bruchverhalten von UHFB führte offensichtlich zu den großen Streuungen bei den Würfeln. Hier erfolgte dem Bruchversagen vorangehend bereits bei ca. 80 % der Bruchlast eine Abspreizung der Kanten (siehe Abbildung 54), die zu einer ungesteuerten Mikrorissbildung und somit Vorschädigung der Probekörper führte.

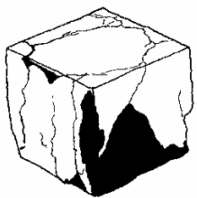


Abbildung 54: Abspreizung der Kanten bei der Prüfung von Würfeln zwischen Stahlplatten [97]

Zur Gewährleistung der zentrischen Lasteinleitung wurde zwischen die Kalotten der Presse eine Prüfvorrichtung (siehe Abbildung 105) gestellt, wie sie üblicherweise zur Bestimmung der Druckfestigkeiten von Gesteinen an Bohrkernen ($\varnothing/H = 50/50$ mm) verwendet wird. Um Kerbspannungen auszuschließen und somit die Prüfstreuungen so gering wie möglich zu halten, wurde auf saubere Stahloberflächen der Prüfplatten geachtet.

3.4.3 Spaltzugfestigkeit

Die Spaltzugfestigkeit wurde ab einem Alter von 8 bzw. 16 Stunden bei UHFB mit Portlandzement bzw. Hochofenzement an Zylindern ($\varnothing/H = 50/100$ mm) mit einer Schlankheit von 2 bestimmt.

Die Belastungsgeschwindigkeit für die Spaltzugprüfungen betrug nach DIN 1048 T. 5 [95] $0,05 \pm 0,02 \text{ N/(mm}^2 \cdot \text{s)}$. Das Ergebnis der kraftgesteuerten Prüfung wurde mit einer Genauigkeit von 0,01 kN erfasst. Zur Lasteinleitung wurden Kunststoffstreifen mit einer Dicke von 5 mm und einer Breite von 10 mm benutzt. Je Termin wurden 5 Probekörper geprüft.

Um die für die Spaltzugfestigkeitsprüfungen typischen größeren Prüfstreuungen zu minimieren, wurden folgende Maßnahmen getroffen:

- § beidseitiges Schleifen der Stirnflächen ab einem Alter von 2 Tagen,
- § Vermeidung der Austrocknung vor der Prüfung und
- § zentrischer Einbau der Probekörper mittels einer Vorrichtung (siehe Abbildung 55).

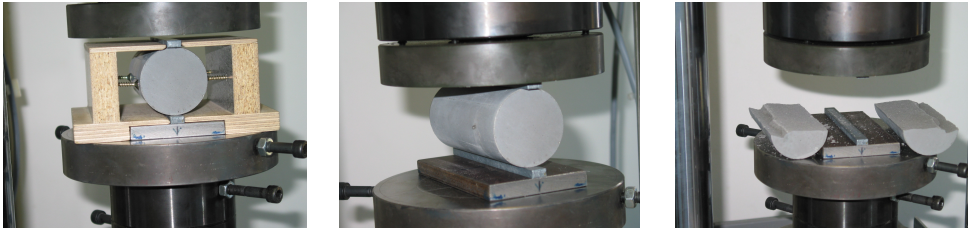


Abbildung 55: Vorrichtung zur zentrischen Lasteinleitung beim Spaltzugversuch

3.4.4 Statischer Elastizitätsmodul

Die Prüfvorschrift für die E-Modul-Messung entsprach den Vorgaben der DIN 1048 T. 5. Lediglich bei der Prüfung im sehr jungen Alter (bis 2 d) wurde, zur Vermeidung von plastischen Verformungen, von der 30 Sekunden-Haltezeit bei der Oberspannung in Höhe von $\frac{1}{3}$ der Druckfestigkeit abgesehen. Diese Änderung beruht auf den Ergebnissen aus Vorversuchen, mit Hilfe derer nachgewiesen werden konnte, dass nur innerhalb der ersten zwei Tage die 30-sekündige Dauerbeanspruchung zu plastischen Verformungsanteilen führte (siehe Abbildung 56). Die Prüfung des statischen E-Moduls wurde erst nach Erreichen der Mindestdruckfestigkeit von 3 N/mm^2 durchgeführt.

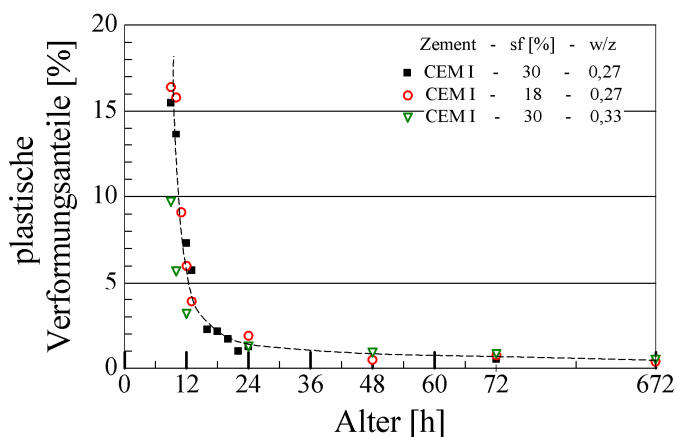


Abbildung 56: Auf die elastische Verformung bezogene plastische Verformung der Proben bei Halten der Oberspannung von $\frac{1}{3} f_{cm}$ für 30 sec. in Abhängigkeit vom Betonalter

Die Prüfung des statischen E-Moduls erfolgte an Zylindern ($\varnothing/H = 53/200 \text{ mm}$) mit einer Schlankheit von 4. Um eine Messung bereits ab einem Alter von 10 h zu ermöglichen, wurden die Stirnflächen der Probekörper nach einer speziellen Methode auf einer Korundschleifplatte planparallel geschliffen.

Die Verformung der Probekörper während der Prüfung wurde mittels zwei gegenüberliegenden Dehnungsaufnehmern Typ DD1 (HBM) aufgenommen. Die Messgenauigkeit der Aufnehmer lag bei $2\ \mu\text{m}$. Bei einer Referenzlänge von $100\ \text{mm}$ betrug der maximale Messbereich $2000\ \mu\text{m}$. Für die Auswertung des statischen E-Moduls wurde der Mittelwert herangezogen.

3.5 Messung der autogenen Schwindverformungen und Zwangspannungen

3.5.1 Freie autogene Verformungen

Da gerade im Übergangsbereich vom viskosen zum visko-elastischen Verhalten von Beton eine strenge Trennung von chemisch und physikalisch bedingten Schwindverformungen nicht möglich ist, wird im Folgenden die Summe daraus als autogene Verformung bezeichnet.

Die freie autogene Verformung wurde in Messständen (siehe Abbildung 57) an liegenden Zylindern bei einer Umgebungstemperatur von $20\ ^\circ\text{C}$ linear und kontinuierlich in einem Intervall von 5 Minuten gemessen. Der Messbereich der induktiven Wegaufnehmer (Typ W5TK, Fa. HBM) betrug $\pm 1\ \text{mm}$, bei einer Messgenauigkeit von $0,001\ \text{mm}$.

Mit Hilfe eines im Referenzprobekörper einbetonierten Thermodrahtes wurde ebenfalls der Temperaturverlauf im Kern des Probekörpers über die gesamte Messdauer erfasst. Der Beginn der Messung erfolgte 30 min nach Wasserzugabe. Die Probekörper wurden während der Messung vor Feuchtigkeitsabgabe und -aufnahme geschützt.

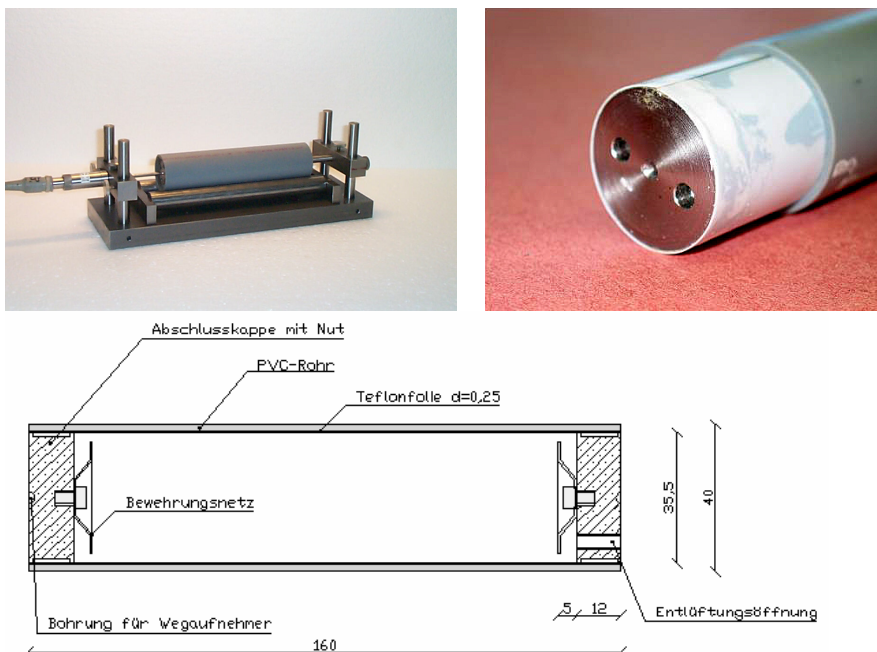
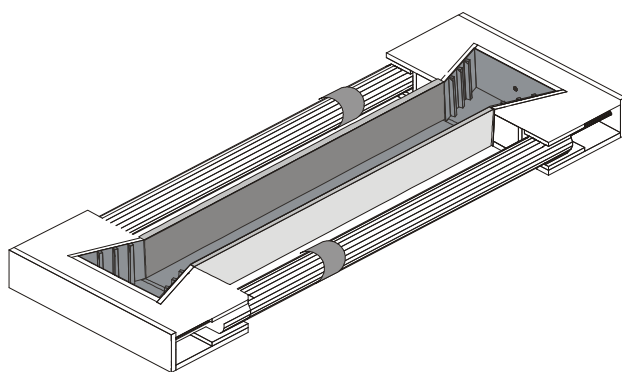


Abbildung 57: Messstand und Probekörperaufbau für die Messung der freien autogenen Verformung

Als Schalung für die Probekörper diente ein Kunststoffrohr ($L/\varnothing_i = 160/36$ mm). Der Abschluss erfolgte mittels zweier Stahlkappen (siehe Anhang - Abbildung 1), die über ein aufgeschraubtes Lochblech mit dem Beton einen formschlüssigen Verbund eingingen (siehe Abbildung 57). Die Außenseite der Abschlusskappe wurde mittig mit einer Bohrung versehen, die als Aufnahmepunkt für den Messzapfen des induktiven Wegaufnehmers diente. Zur Verhinderung der Reibung zwischen dem UHFB bzw. den Abschlusskappen und dem Kunststoffrohr wurde eine dünne Teflonfolie ($t = 0,25$ mm) eingelegt. Über die nur 1 mm dicken Randstege wurde die Auflagefläche der Abschlusskappen reduziert und so ein Verkanten verhindert. Der Schutz gegen Austrocknung erfolgte über eine Fettschicht in die Nut der Abschlusskappen. Zusätzlich wurde nach einem Tag der etwa 0,1 mm breite Spalt zwischen Kunststoffrohr und den Abschlusskappen mit einer Paraffinschicht abgedichtet (siehe Anhang - Abbildung 1 rechts).

3.5.2 Zwangspannungen

Mit Hilfe eines starren Reißrahmens (feste Querhäupter, siehe Abbildung 58) wurden die infolge behinderter autogener Verformung entstehenden Zwangspannungen (zentrischer Zug) kontinuierlich in einem Intervall von fünf Minuten gemessen. Der UHFB wurde über die mit Nutsteinen versehenen Aufweitungen der Querhäupter an den Enden festgehalten. Durch Einlegen von Bewehrungsstäben im Bereich der Aufweitungen wurde das Schwinden in Querrichtung behindert und somit ein Schlupf vermieden (Anhang - Abbildung 2). Nach dem Einbringen des UHFBs wurde durch das Verschrauben der Querlaschen ein Aufweiten der Querhäupter infolge von Zwangspannungen vermieden. Bei keiner Messung wurde ein Spannungsverlust infolge Schlupf festgestellt. Mit diesem Versuchsaufbau konnten sowohl Zug- als auch Druckkräfte erfasst werden.



Betonquerschnitt: B/H/L = 50/35/420 mm

Stahlholme: $\varnothing = 39,2$ mm; $\alpha_T = 10^{-6}$;
E-Modul = 135000 N/mm²)

DMS: Typ 1-XY11-6/120, HBM

Abbildung 58: Starrer Reißrahmen zur Messung der Zwangspannungen

Der Behinderungsgrad des Reißrahmens, berechnet nach Gleichung 18, nahm in Abhängigkeit vom Steifigkeitsverhältnis zwischen dem Balken aus UHFB und den beiden Stahlholmen von anfänglich 100 % mit ansteigendem E-Modul des UHFBs (45000 N/mm² nach 28 Tagen) auf rund 80 % ab (siehe Abbildung 59).

$$\delta = \frac{1}{1 + \frac{E_{UHFB} \cdot A_{UHFB}}{E_S \cdot A_S}}$$

Gleichung 18

- δ : Behinderungsgrad [-]
 E_{UHFB} : stat. E-Modul UHFB [N/mm²]
 A_{UHFB} : Querschnitt Balken [mm²]
 E_S : stat. E-Modul Stahl [N/mm²], hier 135 000 N/mm²; Stahl mit geringer Wärmeausdehnung
 A_S : Querschnitt der Stahlholme [mm²]

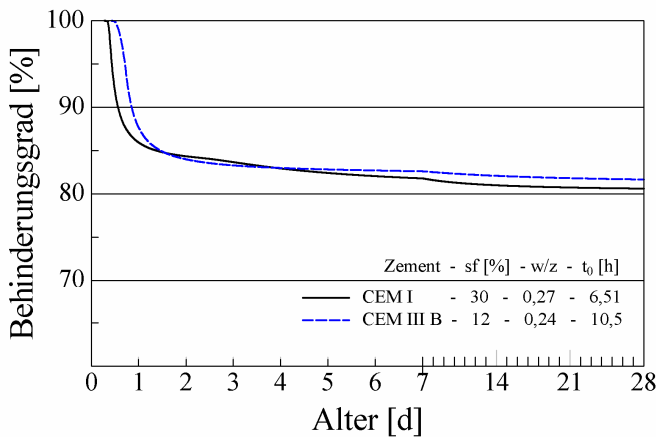


Abbildung 59: Behinderungsgrad des Reißrahmens in Abhängigkeit des Betonalters

Die Stauchung beider Stahlholme wurde mit Hilfe der applizierten Dehn-Mess-Streifen gemessen und über den E-Modul des Stahls in Kräfte umgerechnet. Die Zwangspannungen wurden aus dem Quotient der Summe der Kräfte in den Stahlholmen und dem Querschnitt des Balkens berechnet.

3.6 Nachbruchverhalten

3.6.1 3-Punkt-Biegezugversuch

Das Nachbruchverhalten von UHFB wurde im weggeregelten 3-Punkt-Biegezugversuch an gekerbten $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$ Prismen ermittelt (Abbildung 60). Dieser Versuchsaufbau eignet sich laut der französischen Richtlinie [21] gut zur Bestimmung der Fasertragwirkung und wurde deswegen bei der Optimierung des Fasereinsatzes verwendet. Der quadratische Querschnitt sollte dabei gegenüber der eingesetzten Faserlänge 5fach größer gewählt werden [21]. Dies wurde bei einer max. Faserlänge von 6 mm und einer Kantenlänge von 40 mm eingehalten.

Zur Vermeidung von Spannungsspitzen in der Kerbe wurde diese mittels eines Kunststoffhalbrundprofils mit einem Durchmesser von 6 mm erzeugt. Das Profil wurde vor der Betonage stehend, mittig auf eine Seitenfläche aufgeklebt (siehe Anhang - Abbildung 3).

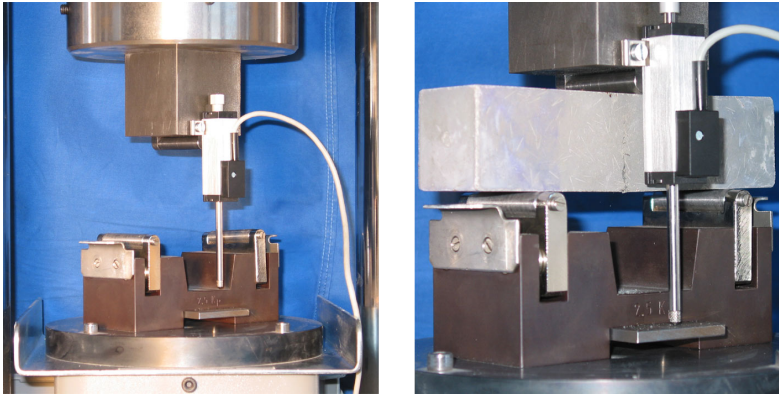


Abbildung 60: Prüfapparatur für den weggeregelten 3-Punkt-Biegezugversuch

Bei der Biegezugprüfung wurde die Prüfmessung über die Durchbiegung im gekerbten Querschnitt mittels potentiometrischem Wegaufnehmer (siehe Abbildung 60) mit einem Nutzweg von 25 mm und einer Auflösung von 1 μm geregelt. Die Durchbiebungsgeschwindigkeit betrug 0,4 $\frac{\text{mm}}{\text{min}}$ und wurde während der Versuchsdauer bis zu einer Durchbiegung von 1,5 mm entsprechend $\frac{1}{66}$ der Stützweite konstant gehalten. Die Last und die Durchbiegung wurden mit Hilfe des angeschlossenen Rechners aufgezeichnet.

Aus der Last-Durchbiegungs-Kurve wurden die Biegezugfestigkeit f_{ct}^f am Ende der Linearität, sowie in Anlehnung an das DBV-Merkblatt „Stahlfaserbeton“ [98] die zwei äquivalenten Biegezugfestigkeiten $f_{eq,I}$ (Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit) und $f_{eq,II}$ (Grenzzustand der Tragfähigkeit) bestimmt. Die Intervallbreiten für die Ermittlung der Last-Durchbiegungs-Integrale wurden entsprechend der Biegetheorie vom 4-Punkt- in den 3-Punkt-Biegezugversuch umgerechnet.

Die für die Berechnung herangezogenen Intervalle begannen bei der Durchbiegung δ_0 (Ende der Linearität) und erstreckten sich zum einen bis zu einer Durchbiegung von $\delta_I = \delta_0 + 0,046$ mm und zum anderen bis zu $\delta_{II} = \delta_0 + 0,411$ mm (siehe Abbildung 61). Nach Berechnung der entsprechenden Integrale $D_{fl,I}^f$ und $D_{fl,II}^f$ wurden die äquivalenten Biegezugfestigkeiten nach folgenden Formeln berechnet.

$$F_{eq,i} = \frac{D_{fl,i}^f}{\text{Länge}_{\text{Intervall}}} \quad \text{Gleichung 19}$$

$$f_{eq,i} = \frac{3}{2} \cdot \frac{F_{eq,i} \cdot l_{\text{Stütz}}}{b \cdot h_{\text{eff}}^2} \quad \text{Gleichung 20}$$

$D_{fl,i}^f$:	Flächenintegral in Nmm (siehe Abbildung 61)
Länge _{Intervall} :	in Abhängigkeit des Grenzzustandes 0,046 bzw. 0,411 mm
$l_{\text{Stütz}}$:	Stützweite, hier 100 mm
b:	Breite des Probekörpers, hier 40 mm
h_{eff} :	Querschnittshöhe des Probekörpers im Bereich der Einkerbung, hier 37 mm

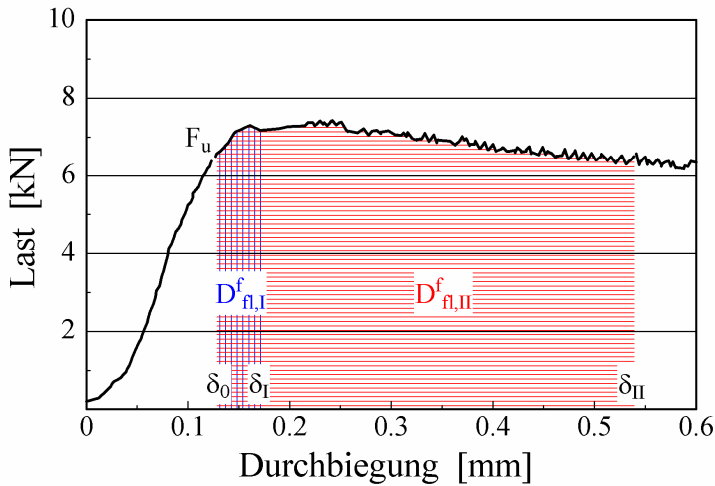


Abbildung 61: Exemplarische Last-Durchbiegungs-Kurve mit den Integralen zur Ermittlung der äquivalenten Biegezugfestigkeiten

Im DBV-Merkblatt „Stahlfaserbeton“ [98] werden die äquivalenten Biegezugfestigkeiten $f_{eq,I}$ und $f_{eq,II}$ in die äquivalenten Zugfestigkeiten $f_{eq,ctm,I}$ und $f_{eq,ctm,II}$ durch Multiplikation mit den Faktoren 0,45 und 0,37 (Zustand der Gebrauchstauglichkeit bzw. Tragfähigkeit) umgerechnet. In Abhängigkeit von diesen äquivalenten Zugfestigkeiten werden die Faserbetone in Klassen eingeteilt.

Unter bruchmechanischen Gesichtspunkten ist diese Verfahrensweise umstritten. Eine Verknüpfung zwischen den für die Bemessung erforderlichen bruchmechanischen Kenngrößen und den nach dem DBV-Merkblatt „Stahlfaserbeton“ berechneten äquivalenten Biegezugfestigkeiten ist laut Kützing [121] nicht korrekt. Mit Hilfe von bruchmechanischen Modellen, wie z. B. in [117] bzw. in Abschnitt 4.7 vorgestellt, lässt sich jedoch eine genaue Berechnung der Last-Durchbiegungs-Kurve bei Biegezugbeanspruchung für jeden beliebigen Querschnitt anhand der im zentrischen Zugversuch bestimmten Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung ermitteln.

Da in dieser Arbeit jedoch eine Optimierung des Fasereinsatzes im Fokus stand wurde ein Vergleich anhand der im 3-Punkt-Biegezugversuch ermittelten Nachbruchkurve und den daraus resultierenden Kennwerten als ausreichend erachtet. In Abschnitt 4.7 wurde exemplarisch an einer ausgewählten Mischung mit Hilfe eines Modells das Nachbruchverhalten im zentrischen Zugversuch in das des Biegezugversuchs überführt und mit Messkurven verglichen.

3.6.2 Zentrische Zugfestigkeit

An einem UHFB mit optimierter Faserkombination wurde die Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung im zentrischen Zugversuch an einem Balken mit Aufweitung (siehe Abbildung 62; $L/H/B = 160/40/20$ mm) geprüft. Die Prüfung erfolgte weggesteuert und wurde in zwei Abschnitte mit konstanter Prüfgeschwindigkeit unterteilt.

Während die Prüfgeschwindigkeit bis zum Erstriss nur $0,002 \text{ mm/sec}$ betrug, wurde diese anschließend um eine maximale Rissöffnung von 1,5 mm in einer angemessenen Prüfzeit zu ermöglichen auf den gemäß Sachstandsbericht [99] empfohlenen Maximalwert von $0,01 \text{ mm/sec}$ angehoben. Zur Festlegung der Bruchstelle wurden die Probekörper mittig mit einer Kerbe, entsprechend der bei den Biegezugprismen, versehen. Die mittlere Bezugslänge der Verformungsmessung lag bei 55 mm.

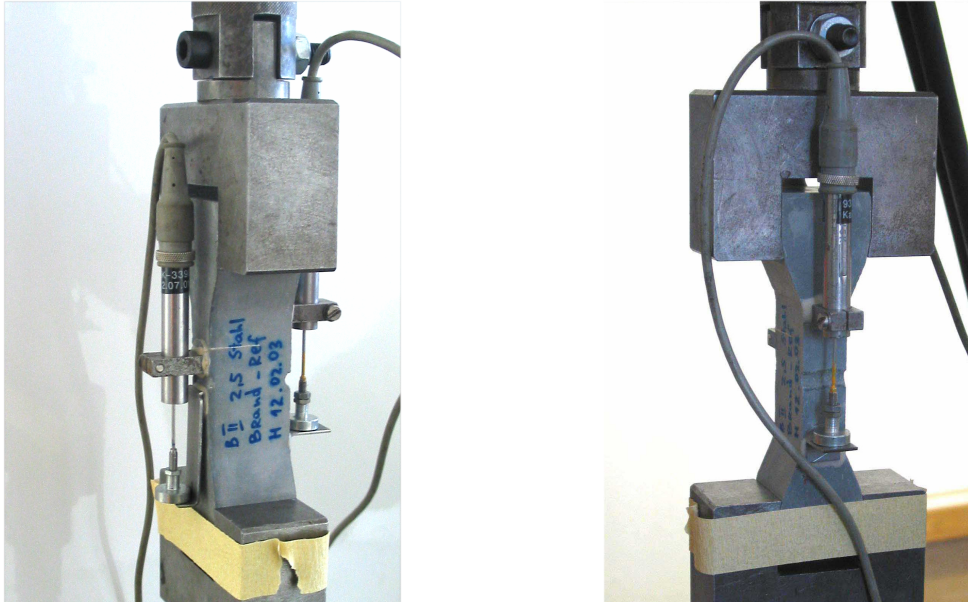


Abbildung 62: Prüfkörper und Versuchsaufbau zur Bestimmung der Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung im zentrischen Zugversuch

4 Eigene Untersuchungen

4.1 Allgemeines

Ultrahochfeste Betone weisen eine große zu benetzende Oberfläche von rund $1,3 \text{ m}^2/\text{g}$ und einen darauf bezogenen geringen Wassergehalt von nur 3 Tropfen pro m^2 auf. Zur Erzielung einer selbstverdichtenden Konsistenz sind die Auswahl der Ausgangsstoffe, die Optimierung der Packungsdichte, der darauf abgestimmte Wassergehalt und die Wirksamkeit des Fließmittels entscheidend. Die in Abschnitt 2.1.3 vorgestellte experimentelle Methode zur Optimierung der Betonzusammensetzung beruht darauf, dass eine hohe Packungsdichte zu einem geringen Wasseranspruch und somit ebenso wie die Verringerung von interpartikulären Wechselwirkungen infolge einer hohen Wirksamkeit des Fließmittels zu einer fließfähigeren Konsistenz und besseren Entlüftungsneigung des Frischbetons führt.

Ziel bei der Rezepturoptimierung von ultrahochfestem Beton ist es, durch eine deutliche Reduzierung des w/b-Wertes und des Gehaltes an Verarbeitungsporen eine hohe relative Dichte k_{rel} (siehe Abschnitt 2.1.3) und infolgedessen eine hohe Druckfestigkeit zu erreichen.

Die Auswirkungen der Bindemittelleimzusammensetzung von UHFB auf die autogenen Schwindverformungen bzw. auf die aus deren Behinderung resultierenden Zwangspannungen ist bisher noch nicht eingehend untersucht worden. Die Gefahr der Rissbildung bei Zwangsbeanspruchung im jungen Alter wird jedoch bei einigen Anwendungen, wie z. B. der Verstärkung von bestehenden Bauteilen mit einer UHFB-Schicht angesprochen (siehe Abschnitt 2.4.1.2).

Zur Vermeidung eines spröden Bruchversagens werden dem Beton Stahlfasern und evtl. Polypropylenfaser (PP-Fasern) beigemischt, was zu einer schlechteren Verarbeitbarkeit und höheren LP-Gehalten der Frischbetone führt. Ansätze zur Erhöhung der Effektivität der Fasertragwirkung durch Kombinationen verschiedener Fasern wurden bereits veröffentlicht. Die bisher vorliegenden Veröffentlichungen zum UHFB beschränken sich auf Stahlfasergehalte von maximal 3,5 Vol.-%. Grund hierfür könnte die beim Einmischen von hohen Fasergehalten schwierige Entlüftung des Frischbetons sein. Die Zugabe von dünnen PP-Fasern verschärft diese Problematik zusätzlich. Mit Hilfe der bei den eigenen Untersuchungen eingesetzten Mischtechnik mit angeschlossener Vakuum-Peripherie (vgl. Abschnitt 3.1) war es möglich, den Einfluss wesentlich höherer Fasergehalte auf das Nachbruchverhalten unabhängig von der Frischbetonkonsistenz zu untersuchen und somit den Wissensbereich zu erweitern.

4.2 Übersicht – Untersuchungen und Mischungszusammensetzungen

4.2.1 Untersuchungen

Im Rahmen dieser Arbeit wurden Untersuchungen zu den Einflüssen auf die rheologischen Eigenschaften, den Erhärtungsverlauf und die damit im Zusammenhang stehenden Schwindverformungen sowie das Nachbruchverhalten des faserbewehrten ultrahochfesten Betons (UHFB) durchgeführt. Bei sich gegenseitig nachteilig beeinflussenden Eigenschaften, wie z. B. eine fließfähige, selbstentlüftende Konsistenz und dem für eine hohe Duktilität erforderlichen Faserzusatz, sollte ein Kompromiss ausgearbeitet werden oder aber mit Hilfe von an den UHFB angepassten Verfahren einer der beiden Parameter eliminiert werden.

Der Fokus der eigenen Forschungsarbeit richtet sich neben den betontechnologischen Maßnahmen zur Erzielung hoher Festigkeiten insbesondere auf die beiden für UHFB spezifischen Problemstellungen:

- die Gefahr der Rissbildung bei Behinderung der hohen autogenen Schwindverformungen im jungen Alter und
- die Sicherstellung einer für die Bemessung ausreichenden Materialduktilität durch einen optimierten Fasereinsatz bzw. Herstellungsprozess.

Weiterhin sollte die zeitliche Entwicklung aller mechanischen Eigenschaften aufgezeigt werden. Im nachfolgenden Schaubild (siehe Abbildung 63) wurden die Vorgehensweise und die maßgeblichen Zusammenhänge bildlich dargestellt.

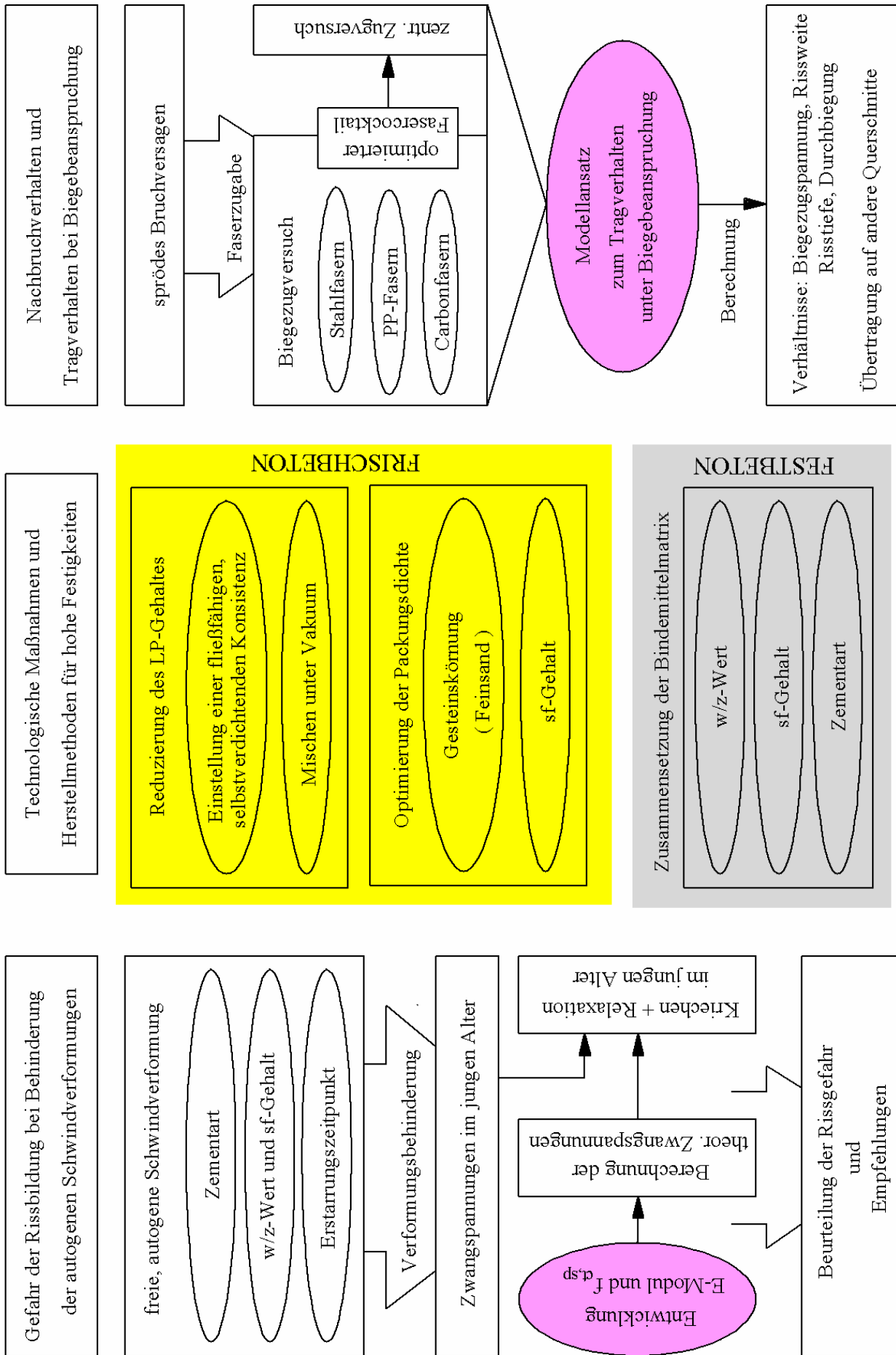


Abbildung 63: Übersicht und Gliederung der eigenen Forschungsarbeit

4.2.2 Verwendete Betonzusammensetzungen

Die eigenen Untersuchungen basierten maßgeblich auf drei Versuchsreihen. In den ersten beiden Versuchsreihen wurden jeweils zwei aufgrund der Zementart grundsätzlich unterschiedlich zusammengesetzte ultrahochfeste Betone (Beton I mit CEM I 42,5 R-HS und Beton II mit CEM III B 42,5 NW-HS) untersucht. Bei dem Entwurf der Ausgangsbetone wurde eine 28-Tage-Druckfestigkeit von 180 bis 200 N/mm² angestrebt. Gemäß bisherigen Untersuchungen ist dafür eine relative Dichte k_{rel} von 0,86 bis 0,88 erforderlich (vgl. Abbildung 5). Dieser Kennwert beschreibt das Verhältnis zwischen der Probekörperdichte nach dem Ausschalen und der theoretischen Stoffraumdicke des Gemisches aus den trockenen Ausgangsstoffen. Der Wert von 0,87 wird dabei als Optimum hinsichtlich der Verdichtungswilligkeit und maximal erzielbaren Probekörperdichte angesehen [9].

Zum Zeitpunkt der Durchführung der Versuchsreihe 1 wurde noch ein gegenüber der Versuchsreihe 2 weniger leistungsfähiges Fließmittel eingesetzt, so dass beim Vergleich der Betone mit Portlandzement auffällt, dass in Versuchsreihe 1 ein um 21 l/m³ höherer Wassergehalt und zur Einhaltung eines geringen w/b-Wertes ein entsprechend höherer Zementgehalt gewählt wurde. Die Zusammensetzung des Ausgangsbetons mit Hochofenzement (Beton II) war bei beiden Versuchsreihen identisch. Lediglich die Zementchargen waren aus unterschiedlichen Produktionsjahren desselben Werkes. Die für eine fließfähige Konsistenz der Frischbetone erforderliche FM-Dosierung wurde empirisch ermittelt.

Die Ausgangsrezepturen der ultrahochfesten Betone wiesen eine relative Dichte von 0,85 bis 0,87 auf und wurden in Tabelle 3 und Tabelle 6 dargestellt. Die Variationsparameter der Versuchsreihen 1 und 2 finden sich in Tabelle 4 und Tabelle 5. Die w/b-Werte der Ausgangsbetone lagen zwischen 0,19 und 0,21 und entsprachen somit dem w/b-Wert von 0,21 des UHFBs (vgl. Tabelle 1), der für die Herstellung der Fertigteile für die Brücke in Sherbrooke eingesetzt wurde.

Während bei Versuchsreihe 1 und 3 neben der Entwicklung der mechanischen Eigenschaften der Einfluss der Leimzusammensetzung auf die rheologischen Eigenschaften im Fokus stand, wurden bei Versuchsreihe 2 die betontechnologischen Einflüsse auf die autogenen Schwindverformungen und die Zwangsspannungen untersucht.

Tabelle 3: Zusammensetzung der Ausgangsbetone der Versuchsreihen 1 und 2

Zement	CEM I 42,5 R/HS Werk II / 1999		CEM I 42,5 R/HS Werk III		CEM III B 42,5 NW/HS Werk IV	
Beton / Versuchsreihe	I / 1		I / 2		II / 1 und 2	
Ausgangsstoffe	Anteile		Anteile		Anteile	
	kg/m ³	l/m ³	kg/m ³	l/m ³	kg/m ³	l/m ³
Quarzsand 0,125-0,5 mm	929	349	943	356	1032	388
Quarzmehl < 0,063 mm	195	73	–	–	–	–
Basaltmehl < 0,090 mm	–	–	458	150	–	–
Zement	866	269	683	212	981	327
Silikastaub	220	94	205	87	118	50
FM	19 ⁽¹⁾	17	44 ⁽²⁾	40	10 ⁽²⁾	9,2
Wasser	198	198	155	155	226	226
Gesamt	2428	1000	2488	1000	2367	1000
mittlere relative Dichte: k_{rel} (Anzahl PK)	0,86 (45)		0,87 (38)		0,85 - (36) 0,85 - (38)	

(1): FM-Wirkstoffgehalt 44 M.-%

(2): FM-Wirkstoffgehalt 30 M.-%

Tabelle 4: Variationsparameter der Versuchsreihe 1 – rheologische Untersuchungen –

Parameter	Einheit	Beton I	Beton II
Zementart	[-]	CEM I 42,5 R/HS Werk II / 1999	CEM III B 42,5 NW/HS Werk IV
Bindemittel- leimvolumen ⁽¹⁾	[l/m ³]	578	612
Silikastaubgehalt	[M.-% v. Z.]	18 – 22 – <u>25</u> ⁽²⁾ – 29	8 – 10 – <u>12</u> ⁽³⁾
w/z-Wert	[-]	<u>0,24</u> ⁽²⁾ – 0,26 – 0,28	<u>0,24</u> ⁽³⁾ – 0,26 – 0,28 –

(1) Gesamtstoffraum von Zement, Silikastaub und Wasser

(2) Ausgangsrezeptur der Betone mit Portlandzement

(3) Ausgangsrezeptur der Betone mit Hochofenzement

Tabelle 5: Betonzusammensetzung und Variationsparameter der Versuchsreihe 2 – Untersuchung der autogenen Schwindverformungen und Zwangspannungen –

Parameter	Einheit	Beton I	Beton II
Zementart	[-]	CEM I 42,5 R/HS Werk III	CEM III B 42,5 NW/HS Werk IV
Bindemittel- leimvolumen ⁽¹⁾	[l/m ³]	496	612
Silikastaubgehalt	[M.-% v. Z.]	18 – 22 – 26 – <u>30</u> ⁽²⁾	0 – <u>12</u> ⁽³⁾ – 14 – 18
w/z-Wert	[-]	<u>0,27</u> ⁽²⁾ – 0,30 – 0,33	0,20 – 0,22 – <u>0,24</u> ⁽³⁾

(1) Gesamtstoffraum von Zement, Silikastaub und Wasser

(2) Ausgangsrezeptur der Betone mit Portlandzement

(3) Ausgangsrezeptur der Betone mit Hochofenzement

In der weniger umfangreichen Versuchsreihe 3, welche ausschließlich UHFB mit Portlandzement beinhaltet, wurde der Einfluss eines volumetrischen Austausches von Zement durch ein Quarzmehl mit ähnlicher Korngrößenverteilung auf die Frischbetoneigenschaften und die Druckfestigkeit im Alter von 7 und 28 Tagen untersucht. Hinweise aus der Literatur, wonach sich ein teilweiser volumetrischer Austausch von Zement durch Quarzmehl positiv auf den FM-Anspruch und die Verarbeitbarkeit des Frischbetons auswirkt, ohne jedoch die Festigkeit zu mindern (siehe Abbildung 15), waren der Anlass für diese Versuchsreihe. Durch den volumetrischen Austausch wurde weder die relative Dichte ($k_{rel} = 0,86$) noch das Volumenverhältnis von Wasser zu Feinststoffen ($V_{water}/V_{finest} = 0,49$) verändert. Diese beiden Kennwerte sind nach den Literaturangaben [9, 47] für die Druckfestigkeit des UHFBs maßgebend. Die Zusammensetzung der Eckbetone wurde in Tabelle 6, die übrigen im Anhang dargestellt (siehe Anhang - Tabelle 15).

Tabelle 6: Zusammensetzung der Eckbetone der Versuchsreihen 3

Zement	CEM I 42,5 R/HS Werk III			
	0,24		0,34	
w/z	0,24		0,34	
sf-Gehalt [M.-%] bez. a. Z.	22		31	
Ausgangsstoffe	Anteile		Anteile	
	kg/m ³	l/m ³	kg/m ³	l/m ³
Quarzsand 0,125-0,5 mm	948	356	948	356
Quarzmehl < 0,063 mm	199	75	410	154
Zement	868	270	613	191
Silikastaub	191	81	191	81
FM (Wirkstoffgehalt 30 M.-%)	27	25	27	25
Wasser	193	193	193	193
Gesamt	2426	1000	2382	1000
mittlere relative Dichte: k_{rel} (Anzahl PK)	0,86 (15)		0,86 (12)	

Weitere kleinere Versuchsreihen, bei denen der Fokus gezielt auf nur einen Parameter gelegt wurde, wie z. B. der Einfluss des FM-Wirkstoffes oder des Sandgehaltes auf die rheologischen Eigenschaften, der Fasereinfluss auf die Verbesserung des Nachbruchverhaltens usw., werden an den entsprechenden Stellen vorgestellt. Dabei kamen nicht nur meist die gleichen Ausgangsstoffe zum Einsatz, auch die Betonzusammensetzungen wurden aus den oben dargestellten Rezepturen abgeleitet.

Aus Gründen der Übersichtlichkeit wurden in den Textabschnitten nur die für die jeweiligen Untersuchungen relevanten Kennwerte der Ausgangsstoffe angesprochen. Die Angaben zur chemischen Zusammensetzung und zu den betontechnologischen Kennwerten aller Ausgangsstoffe befinden sich in tabellarischer Form im Anhang.

4.3 Technologische Maßnahmen und Herstellmethoden für hohe Druckfestigkeiten

4.3.1 Reduzierung des Gehaltes an Verarbeitungsporen

4.3.1.1 Allgemeines

Das intensive Mischen führte zu einem Einschlagen von Luftporen mit Durchmessern von 0,1-1 mm, so dass der Frischbeton in Abhängigkeit der Konsistenz einen LP-Gehalt von bis zu 4 Vol.-% aufwies. Selbst durch längere Vibration bei der Probekörperherstellung konnten diese Luftporen nur teilweise ausgetrieben werden. Die Luftporen in der Größe des Größtkorns stellten im erhärteten UHFB Schwachstellen dar. Sie beeinträchtigen die für eine hohe Festigkeit erforderliche Homogenität des Gefüges und sind somit der Ausgangspunkt für eine Rissbildung auf mittlerem Spannungsniveau. Aufgrund des spröden Bruchverhaltens von faserfreiem UHFB kam es nach der Erstrissbildung zum frühzeitigen Versagen der Probekörper (vgl. Abbildung 64).

Zur Verbesserung der Entlüftungsneigung werden ultrahochfeste Betone üblicherweise durch eine sorgfältige Auswahl von Fließmittel, Zement und Silikastaub in Kombination mit einer optimierten Packungsdichte und Mischreihenfolge in einer fließfähigen, nahezu selbstverdichtenden Konsistenz hergestellt (siehe Abschnitt 2.2.3).

4.3.1.2 Mischen unter Vakuum

Zu Beginn der Forschungsarbeit, als die Mischreihenfolge noch nicht optimal und das eingesetzte FM weniger leistungsfähig war, wies der Frischbeton eine zähflüssige Konsistenz mit einem geringen Setzfließmaß von 16 bis 18 cm und einen hohen LP-Gehalt von rd. 4 Vol.-% auf.

Bei identischer Mischreihenfolge konnte der Frischbeton trotz der zähflüssigen Konsistenz durch das Anlegen eines Teilvakuums von 50 mbar in der letzten Mischminute bis auf einen LP-Gehalt von weniger als 0,5 Vol.-% entlüftet werden. Dies bewirkte nicht nur eine Erhöhung der mittleren Probekörperdichte von 2317 auf 2408 kg/m³, was einer Reduzierung des LP-Gehaltes von 3,8 Vol.-% entsprach, sondern infolgedessen auch eine signifikante Steigerung der mittleren Druckfestigkeit von 150 auf 230 N/mm² (siehe Abbildung 64).

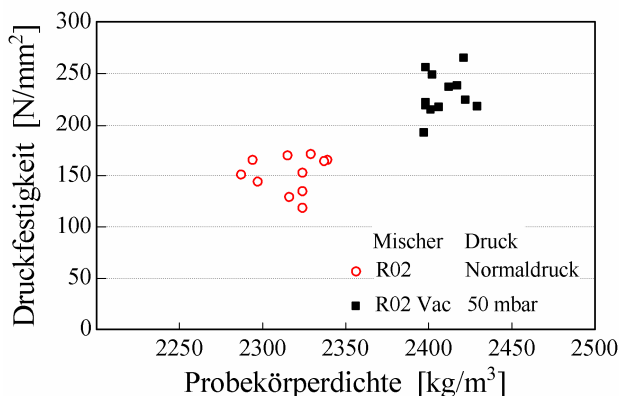


Abbildung 64: Einfluss der Entlüftung des Frischbetons durch Anlegen eines Unterdrucks im geschlossenen Mischsystem auf die Dichte und Druckfestigkeit der Probekörper

Selbst bei sehr hohen Stahlfasergehalten von bis zu 10 Vol.-% konnten auf diese Weise die LP-Gehalte der Frischbetone auf Werte zwischen 0,3 und 0,8 Vol.-% reduziert und eine Probekörperdichte entsprechend der rechnerischen Stoffraumdicke gewährleistet werden (siehe Abbildung 65).

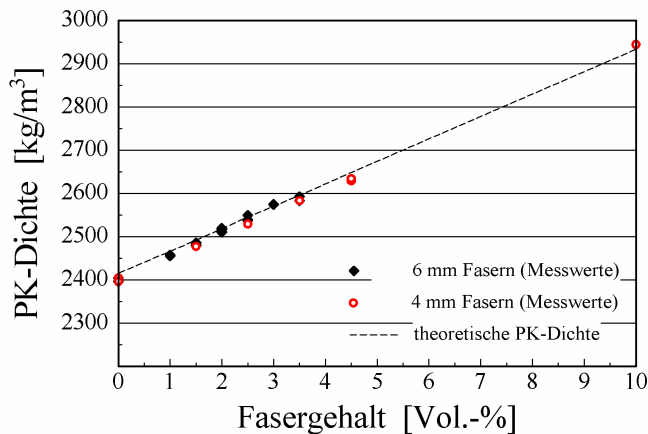


Abbildung 65: Vergleich der Probekörperdichten mit der theoretischen Stoffraumdicke in Abhängigkeit vom Stahlfasergehalt

Bei Zugabe von feinen Polypropylenfasern ($\varnothing = 18 \mu\text{m}$; $L = 4,6 \text{ mm}$; $2,4 \text{ dtex}$) in Gehalten von $2,7$ und 6 kg/m^3 entsprechend $0,30$ und $0,66 \text{ Vol.-%}$ zur Verbesserung des Nachbruch- und Brandverhaltens lagen die LP-Gehalte der Frischbetone mit $1,5$ bis $1,9 \text{ Vol.-%}$ deutlich höher. Dies war auf die hohe Anzahl von bis zu $5,4$ Milliarden feinen PP-Fasern / m^3 zurückzuführen.

4.3.1.3 Zusammenhang zwischen der Frischbetonkonsistenz und dem LP-Gehalt

Wie in Abbildung 66 dargestellt, konnten die eingeschlagenen Luftporen mit herkömmlichen Methoden selbst bei sehr fließfähiger Konsistenz (Setzfließmaß $> 30 \text{ cm}$) nur bis auf einen Gehalt von rd. 2 Vol.-% ausgetrieben werden. Dieser Wert entspricht dem in der Literatur genannten minimalen LP-Gehalt, der sich beim optimalen Wassergehalt und der höchsten relativen Dichte k_{rel} einstellt (siehe Abschnitt 2.1.3).

Nach umfangreichen Versuchen mit dem Intensivmischer (ohne Einsatz der Vakuum-Peripherie) hatte sich hinsichtlich der Einbaubarkeit, der Entlüftungswilligkeit und der Mischungsstabilität ein Frischbeton mit einem Setzfließmaß von 26 bis 30 cm als optimal herausgestellt (siehe Abbildung 66). Ein Setzfließmaß $< 26 \text{ cm}$ führte zu höheren Luftporengehalten, bewirkte jedoch eine geringere Streuung des Nachbruchverhaltens bei Biegezug- bzw. Zugbelastung. Dieser Effekt spielt in der Praxis eine große Rolle und muss nach der französischen Richtlinie [21] im Vorfeld der Bemessung von Bauteilen unter möglichst anwendungsnahen Bedingungen ermittelt werden.

Ursache für die mit weicherer Konsistenz größeren Streuungen sind die je nach Einbringmethode und Geometrie der Form unterschiedliche Orientierung und im schlimmsten Fall das Absetzen der Stahlfasern. Im Labor wurde bei Setzfließmaßen > 30 cm ein Absetzen der Stahlfasern beobachtet.

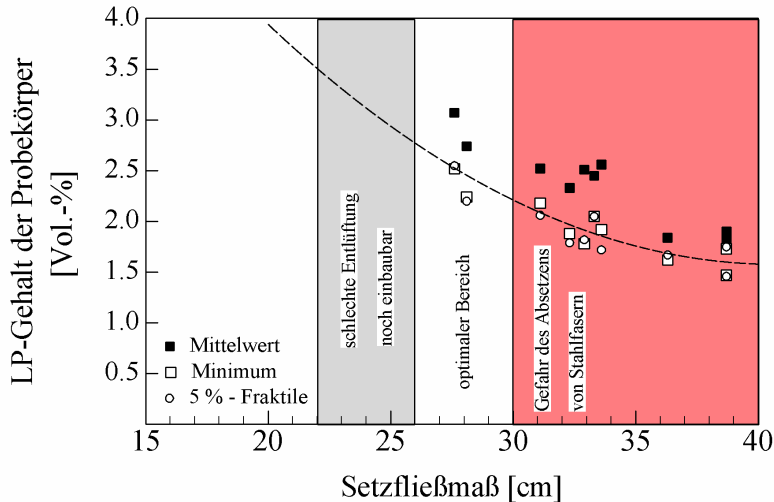


Abbildung 66: Einfluss des Setzfließmaßes auf den LP-Gehalt der erhärteten Probekörper
(Verdichtung 60 sec./ 70 Hz mittels auf dem Rütteltisch eingespannten Formen)

Die in Abbildung 66 dargestellten Abhängigkeiten sind Ergebnisse einer statistischen Auswertung von jeweils rund 30 Probekörpern je Mischung. Der 5 %-Fraktilewert stimmte sehr gut mit dem minimal gemessenen Wert überein, wodurch eine ausreichende Probenzahl nachgewiesen wurde. Für diese Auswertung wurde der LP-Gehalt der Probekörper über den Unterschied der mittels Tauchwägung bestimmten Probekörperdichte und der Stoffraumdichte berechnet. Da sämtliche Rohdichten der trockenen Ausgangsstoffe mit Hilfe eines He-Pyknometers ermittelt wurden, war es möglich, die Stoffraumdichte der Mischungen sehr genau zu berechnen.

4.3.1.4 Einflüsse auf die Konsistenz und Entlüftungsneigung des Frischbetons

4.3.1.4.1 Optimierte Mischreihenfolge

4.3.1.4.1.1 FM-Zugabezeitpunkt

Anhand der nachfolgend dargestellten Modellversuche an Zementleimen mit niedrigen w/z -Werten wurde der Einfluss des Zugabezeitpunktes von FM auf Basis von Polycarboxylatethern auf die rheologischen Eigenschaften und das Fließverhalten der Zementleime untersucht. Die hieraus gewonnenen Erkenntnisse wurden bei der Optimierung der Mischreihenfolge für UHFB berücksichtigt. Ziel war es, eine fließfähige Frischbetonkonsistenz und eine längere Verarbeitungszeit bei gleichzeitig verringerter FM-Dosierung zu erreichen. Eine geringere FM-Dosierung hat neben wirtschaftlichen Gesichtspunkten den positiven Effekt einer geringeren Verzögerung der Hydratation und ermöglicht somit kurze Ausschaltzeiten der Fertigteile.

Bei den Modellversuchen mit einem üblichen Mörtelmischer wurde unter Beibehaltung der Gesamtmischzeit von 90 Sekunden die Pause zwischen dem Einmischen des Anmachwassers und des FM variiert, so dass der Einfluss des FM-Zugabezeitpunktes auf die rheologischen Eigenschaften des Zementleimes bestimmt werden konnte.

Die FM-Zugabe zum Zeitpunkt 0 Minuten, also direkt mit dem Anmachwasser, stellte sich dabei als besonders ungünstig heraus, was sich in einer sehr hohen Fließgrenze und einem geringen mini-slump-Maß des Zementleimes niederschlug (siehe Abbildung 67, Abbildung 68 - links).

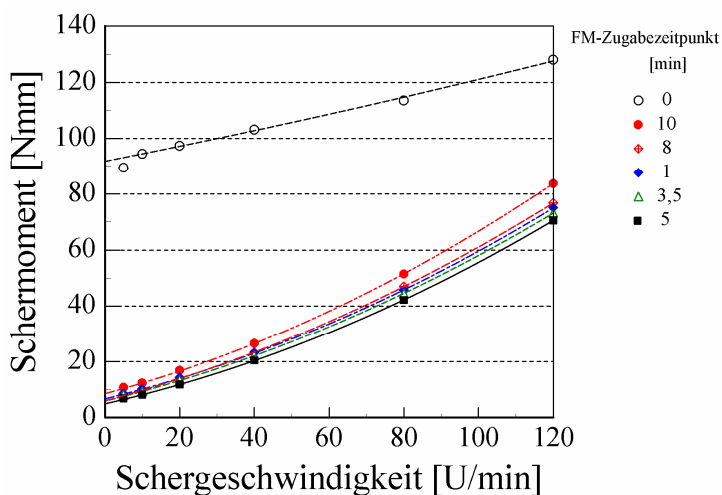


Abbildung 67: Fließkurven von Zementleimen in Abhängigkeit der Zeitspanne zwischen dem ersten Wasserkontakt des Zementes und der FM-Zugabe ($w/z = 0,30$; CEM I 42,5 R mit durchschnittlicher chemischer Zusammensetzung)

Bei dem Portlandzement (CEM I 42,5 R) mit einer üblichen chemischen Zusammensetzung (C_3A -Gehalt = 10,6; C_4AF -Gehalt = 8,5; Na_2O -Äquiv. = 0,7 %; siehe Anhang – Tabelle 3) stellte sich unabhängig von dem verwendeten FM-Wirkstoff ein FM-Zugabezeitpunkt 5 Minuten nach Wasserzugabe als optimal heraus (siehe Abbildung 68 - links). Dieser Zeitpunkt entspricht in etwa dem Beginn der Ruheperiode. Dies bestätigt die Hinweise aus der Literatur [85] wonach die Wirksamkeit des FM bei Zugabe zu Beginn der Ruheperiode am höchsten ist.

Eine Variation des FM-Wirkstoffes auf Basis von Polycarboxylatethern führte zu keiner Veränderung des optimalen FM-Zugabezeitpunktes (siehe Abbildung 68 - links). Der optimale FM-Zugabezeitpunkt hing somit ausschließlich von der Reaktionskinetik des Zementes ab. Der FM-Wirkstoff beeinflusste lediglich die Größe des mini-slump-Maßes zu einem bestimmten Zugabezeitpunkt. In der Praxis bedeutet dies, dass bei Zugabe eines hochwirksamen FM in dem Anmachwasser eine steifere Konsistenz zu erwarten ist als bei Einsatz eines weniger wirksamen Fließmittels zum optimalen Zugabezeitpunkt.

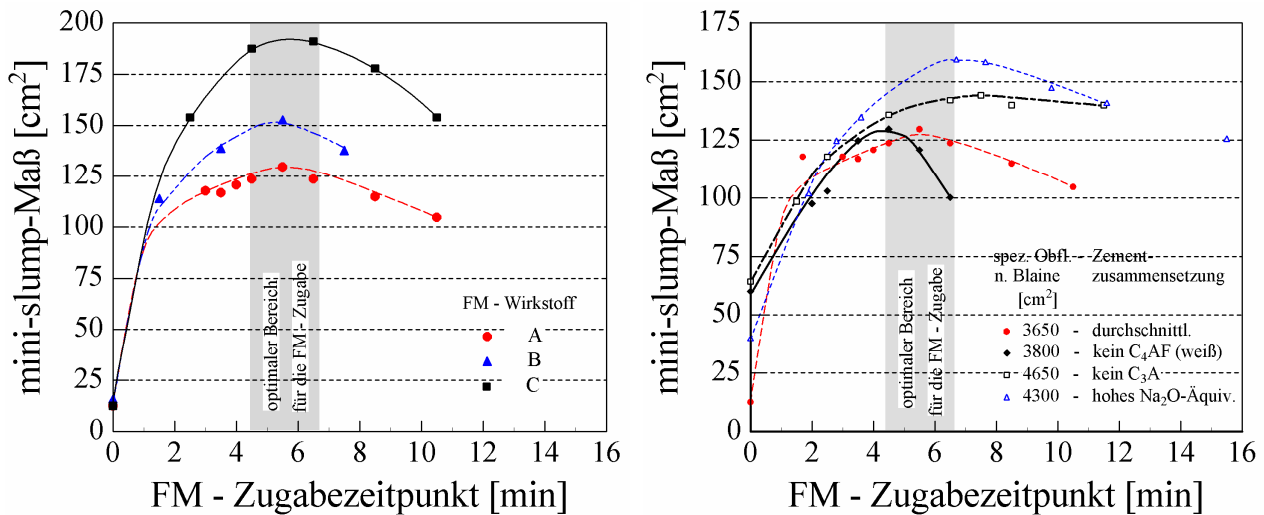


Abbildung 68: links: Optimaler FM-Zugabezeitpunkt unabhängig vom FM-Wirkstoff
(Zementleim, w/z = 0,30 Zement I: siehe Anhang – Tabelle 2)
rechts: Optimaler FM-Zugabezeitpunkt in Abhängigkeit der spez. Merkmale des Zementes (siehe Legende sowie Anhang – Tabelle 2 und 3)

Um den Einfluss der chemischen Zusammensetzung des Portlandzementes (Festigkeitsklasse 42,5; siehe Anhang – Tabelle 2 und 3) auf den optimalen FM-Zugabezeitpunkt in einer möglichst großen Bandbreite zu ermitteln, wurden ein Zement mit hohem Sulfatwiderstand (Bezeichnung HS; C_3A -Gehalt = 0 %), ein Weißzement (C_3A -Gehalt = 10,1) und ein Zement mit hohem Na_2O -Äquivalent (1,1 %) untersucht und die Ergebnisse in Abbildung 68 - rechts dem Zement mit der durchschnittlichen Zusammensetzung gegenübergestellt.

Die Ergebnisse zeigen, dass durch Zugabe des FM im Zeitraum 4,5 bis 6,5 Minuten nach dem ersten Wasserkontakt bei allen Zementen eine gute Verflüssigung erreicht wurde (siehe Abbildung 68 - rechts). Aufgrund dessen erfolgte bei der für den UHFB optimierten Mischreihenfolge die Zugabe der zweiten Hälfte des FM unabhängig von der chemischen Zusammensetzung des verwendeten Zementes 5,5 Minuten nach dem ersten Kontakt des Zementes mit Wasser (siehe Tabelle 8).

4.3.1.4.1.2 Mischenergieeintrag

Ultrahochfeste Betone können, wie bisherige Untersuchungen (siehe Abschnitt 2.2.2) bestätigen, in üblichen Mixchern gemischt werden. Grundsätzlich ist es vorteilhaft, wenn „Trocken in Nass“ gemischt wird. Das heißt, es werden zunächst nur ein Teil der Feststoffe mit dem Anmachwasser gemischt, so dass die Mischung anfangs eine breiige Konsistenz aufweist. Bei der anschließenden stetigen Zugabe der restlichen Feststoffe während des Mischens sollte darauf geachtet werden, dass der breiige Zustand nicht verlassen wird. Bei dieser Konsistenz ist aufgrund der hohen Zähigkeit der Mischung bei konstanter Drehzahl der höchste Mischenergieeintrag möglich (vgl. Abbildung 69: Phase 1 – trockene; Phase 2 und 4 – breiige und Phase 5 – fließfähige Konsistenz).

Die in Tabelle 7 dargestellte Reihenfolge hatte sich bei dem Mischen von UHFB in einem üblichen Labor-Zwangsmischer bewährt. Gegenüber der Aufbereitung im Intensivmischer musste die FM-Dosierung um rd. 20 % erhöht werden. Diese Mischreihenfolge empfiehlt sich somit insbesondere bei Verwendung von leistungsschwächeren Mixchern. Da eine gute Mischwirkung erst bei hohen Füllungsgraden erreicht wird, sollte das Verhältnis aus Leistung und Fassungsvermögen des Mixchers möglichst hoch sein.

Tabelle 7: Mischreihenfolge für den Zwangsmischer (75 l; Fa. Zyklus)

Zeit [min] Beginn - Ende	Handlung
0 - 1,0	Trockenes Homogenisieren von Quarzsand und Silikastaub
1,0 - 2,0	Einmischen des Anmachwassers
2,0 - 2,75	Stetiges Einmischen des Gemisches aus Zement und Quarzmehl
2,75 - 3,5	Zugabe von 40 % des FM innerhalb von 15 sec. und Homogenisieren
3,5 - 7,0	Mischpause
7,0 - 8,0	Zugabe des restlichen FM (60 %) und Homogenisieren
8,0 - 10,0	Stetige Zugabe von Stahlfasern während des Homogenisierens

Die nachfolgend beschriebene und in Tabelle 8 dargestellte Mischreihenfolge, welche sich in 6 Phasen unterteilt (siehe Abbildung 69), ist das Ergebnis einer Optimierung bei Verwendung des leistungsstarken Intensivmischer mit Vakuum-Peripherie und hat sich auch bei der Herstellung von UHFB mit hohen Fasergehalten bewährt. Eine Mischgutgeschwindigkeit von 8 bis 9 m/s (siehe Gleichung 11) hatte sich als geeignet herausgestellt und wurde während der einzelnen Mischphasen beibehalten.

1. Phase: Homogenierung aller trockenen Ausgangsstoffe mit Ausnahme der Stahlfasern innerhalb von rd. 1,5 min.
2. Phase: Einmischen des Anmachwassers und Benetzen der Oberflächen innerhalb von 1,5 min. Die Hälfte des Fließmittels wurde zur Vermeidung der Agglomeration des Silikastaubes mit dem Anmachwasser zugegeben.
3. Phase: Zur Verbesserung der Wirksamkeit des Restfließmittels musste der Zement bereits einen ausreichend langen Wasserkontakt haben, so dass hier eine 2-minütige Mischpause eingehalten wurde. Nach Chiochio et. al. [85] führt die Zugabe des FM zum Zeitpunkt des Beginns der Ruhephase zu der besten Verflüssigung und einer langen Verarbeitungszeit. Dies wurde in Abschnitt 4.3.1.4.1.1 durch eigene Versuche bestätigt.
4. Phase: Stetige Zugabe der Stahlfasern innerhalb von 2 min. Bei Mixchern mit hoher Mischintensität, wie dem hier eingesetzten, könnten die Stahlfasern bereits in Phase 1 eingemischt werden.

- 5. Phase: Zugabe und Einmischen (1,5 min) des Restfließmittel 5,5 min nach dem Kontakt des Zementes mit dem Wasser.
- 6. Phase: In der letzten Mischphase (1,5 min) wurde im geschlossenen Mischsystem ein Unterdruck von 50 bis 70 mbar angelegt und der Frischbeton entlüftet.

Tabelle 8: Mischreihenfolge für den Intensivmischer mit Vakuum-Peripherie

Zeit [min] Beginn - Ende	Handlung
0 - 1,5	Trockenes Homogenisieren aller Ausgangsstoffe außer den Stahlfasern
1,5 - 3,0	Einmischen des Anmachwassers und der Hälfte des FM
3,0 - 5,0	Mischpause
5,0 - 7,0	Stetiges Zugeben der Stahlfasern
7,0 - 8,5	Zugabe des restlichen FM und Homogenisieren
8,5 - 10	Entlüften durch Anlegen eines Unterdrucks von 50 – 70 mbar

Die in Abbildung 69 dargestellten Kennwerte Wirblerdrehzahl bzw. -leistung wurden während des Mischens von einem UHFB mit optimierter Faserkombination aus 2,5 Vol.-% Stahlfasern und 0,3 Vol.-% PP-Fasern (Rezeptur siehe Anhang - Tabelle 23) ermittelt. Der eingesetzte Intensivmischer R08 Vac besaß eine Leistung von 30 kW/Charge, welches bei einem maximalen Chargengewicht von 120 kg einer hohen spez. Leistung von 250 kW/t entsprach.

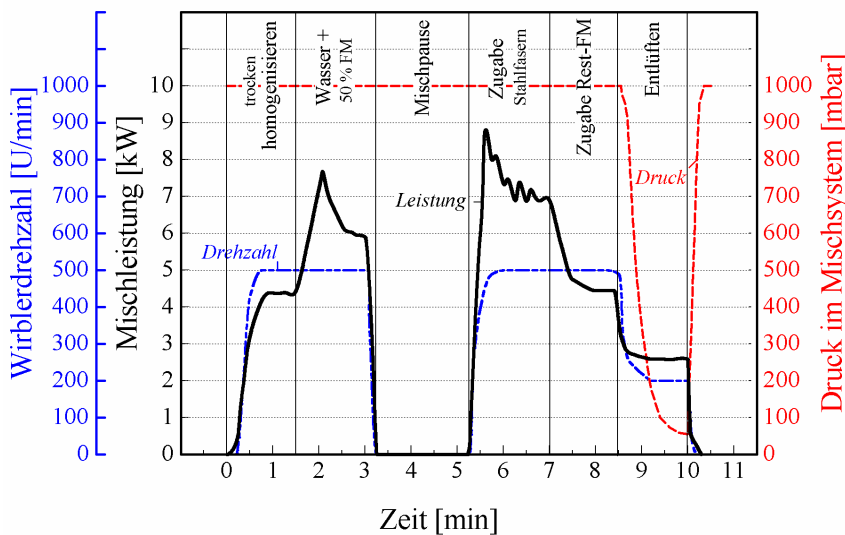


Abbildung 69: Mischreihenfolge und eingebrachte Mischleistung im Intensivmischer R08 VAC (Charge: 45 l bzw. 110 kg; UHFB mit Faserkombination: 2,5 Vol.-% Stahl- und 0,3 Vol.-% PP-Fasern; Setzfließmaß 22,2 cm)

Während des Homogenisierens der trockenen Ausgangsstoffe, wie Quarzsand, Zement, Silikastaub und PP-Fasern stellte sich innerhalb einer Minute eine einheitliche Farbe des Mischgutes und eine in Abhängigkeit von der Drehzahl niedrige konstante Mischleistung von 4,3 kW ein (siehe Abbildung 69).

In Phase 2 stieg der Mischenergieeintrag infolge der Zunahme der adhäsiven Kräfte bei Benetzung der Oberflächen auf 7,7 kW an, fiel jedoch nach Erreichen einer gleichmäßigen Wasserverteilung deutlich ab. Um eine hohe Wirksamkeit des FM zu gewährleisten (vgl. Abschnitt 4.3.1.4.1.1) und gleichzeitig nicht unnötige Mischenergie, welche zu einer Erhöhung der Frischbetontemperatur führen würde, einzubringen, wurde in Phase 3 eine 2-minütige Mischpause eingehalten.

Beim erneuten Anfahren wurde in Phase 4 der höchste Mischenergieeintrag von knapp 9 kW gemessen, welcher auf die breiige Konsistenz und eine Agglomeration während der Mischpause infolge der ersten Hydratationsvorgänge zurückzuführen ist. Dieser hohe Energieeintrag wurde zur guten Vereinzelung der Stahlfasern gezielt ausgenutzt.

Nach Erreichen der Homogenität wurde die zweite Hälfte des Fließmittels 5,5 Minuten nach Wasserzugabe zur Einstellung der fließfähigen Konsistenz eingemischt, so dass der Mischenergieeintrag infolge der Verbesserung der Frischbetonkonsistenz von 7 kW auf 4,3 kW abfiel.

Da der Mischenergieeintrag bei der trockenen Homogenisierung in Phase 1 und nach dem Einmischen des gesamten FM am Ende der Phase 5 identisch war, kann von einem ausreichenden Wassergehalt der Mischung und einer optimalen Dispergierung der Feinstoffe ausgegangen werden. Untersuchungen an Feinstoffgemischen [100] mit einem baugleichen Mischer hatten nämlich gezeigt, dass der Mischenergieeintrag selbst bei weiterer Erhöhung des Wassergehaltes und somit weicherer Konsistenz nur auf einen Mindestenergieeintrag reduziert werden kann, welcher etwas unterhalb des für das Mischen der trockenen Ausgangsstoffe erforderlichen Energieeintrags lag.

In der letzten Mischminute in Phase 6 wurde der homogene, fließfähige Frischbeton durch das Anlegen eines Unterdrucks von 50 mbar nahezu vollständig entlüftet. Um den Effekt des Unterdruckes nicht durch ein erneutes Einschlagen von Luftporen zu schmälern, wurde gleichzeitig die Wirblerdrehzahl von 500 auf 200 U/min reduziert.

Tabelle 9: Eingebrachte Mischarbeit während der einzelnen Mischphasen (Intensivmischer R08 Vac; Faserkombination: 2,5 Vol.-% Stahlfasern und 0,3 Vol.-% PP-Fasern)

Mischphase	Mischarbeit [kWh/t]		
	Wirbler	Mischteller	Gesamt
1. Homogenisieren aller Feststoffe außer den Stahlfasern	0,3914	0,3421	0,7335
2. Einmischen des Anmachwassers und der Hälfte des FM	1,0753	0,4257	1,5009
3. Mischpause	–	–	–
4. Stetiges Einmischen der Stahlfasern	1,3221	0,4389	1,7610
5. Einmischen des restlichen FM und Homogenisieren	0,6639	0,4302	1,0941
6. Entlüften bei einem Unterdrucks von 50 – 70 mbar	0,2079	0,5019	0,7098
Summe =	3,66	2,14	5,80

Für den gesamten Mischvorgang wurde bei einer Gesamtmischzeit von 8 Minuten eine spezifische Mischarbeit von insgesamt 5,80 kWh/t (siehe Tabelle 9) benötigt. Bei Einmischen der Stahlfasern zu Beginn und dem Wegfallen der Entlüftungsphase könnte die Mischzeit auf 6 Minuten und die eingebrachte Mischarbeit auf 3,59 kWh/t um 38 % verringert werden.

4.3.1.4.2 Einfluss des Wassergehaltes bzw. des w/z-Wertes

Mit Verringerung des Wassergehaltes verkleinert sich das Volumenverhältnis zwischen flüssiger und fester Phase, was zu einem Anstieg der inneren Reibung und der Frischbetondichte führt. Gleichzeitig werden die Wechselwirkungen zwischen den reaktiven Oberflächen infolge der Verringerung der interpartikulären Abstände verstärkt.

Die Kombination dieser beiden Effekte führte bei den Modellversuchen mit Zementleimen zu der in Abbildung 70 (links) dargestellten Verschlechterung der rheologischen Eigenschaften. Mit geringerem w/z-Wert stieg sowohl die Fließgrenze als auch die Viskosität der Zementleime an. Ab einem w/z-Wert < 0,40, welches einem Volumenanteil der flüssigen Phase von 55 % entspricht, geschah dies überproportional. Weiterhin ging bei w/z-Werten < 0,40 das binghamische Fließverhalten (lineare Fließkurve) in ein für feststoffreiche Suspensionen typisches dilatantes Fließverhalten (parabolische Fließkurve) über (siehe Abbildung 70). Ursache war die Unterschreitung desjenigen Wassergehaltes, der für die Hohraumfüllung und die Einhaltung einer ausreichenden Wasserfilmdicke um die Zementpartikel erforderlich ist.

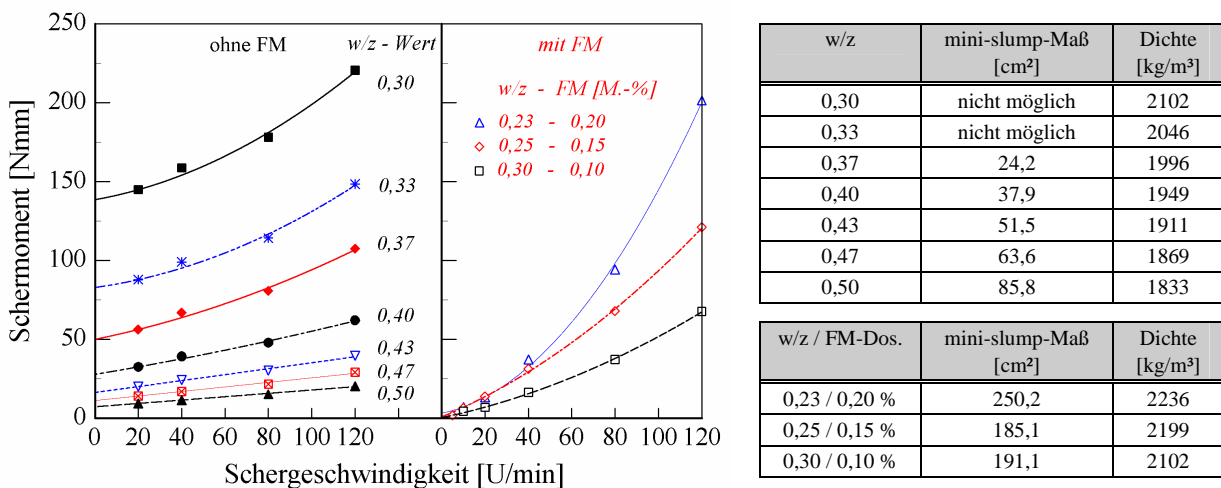


Abbildung 70: Fließkurven und mini-slump-Maße der Zementleime in Abhängigkeit vom w/z-Wert (links: ohne FM; rechts: mit FM)

Durch die Zugabe von FM konnte die Fließgrenze der Zementleime selbst bei einem geringen w/z-Wert von 0,23 auf nahezu Null reduziert werden (siehe Abbildung 70), so dass das Eigengewicht des Zementleimes für ein Auseinanderlaufen des Zementleimes ausreichte und dadurch das mini-slump-Maß signifikant anstieg (siehe Abbildung 70 – rechts). Die dafür erforderliche FM-Dosierung musste mit Verringerung des w/z-Wertes erhöht werden. Die Art des

Fließverhaltens blieb von der FM-Zugabe unberührt. Die relative Viskosität, als Maß für die innere Reibung, wurde nur durch das Verhältnis von flüssiger zu fester Phase beeinflusst.

Gegenüber den Modellversuchen an Zementleimen wiesen alle Frischbetone trotz geringerem w/z -Wert ein binghamisches Fließverhalten auf. Dies ist auf die breitere und gut abgestimmte Korngrößenverteilung und den infolgedessen geringeren Wasseranspruch der UHFB zurückzuführen. Die Reduzierung des w/z -Wertes, was bei gleich bleibendem Zementleimvolumen des UHFBs einer Reduzierung des Wassergehaltes entspricht, bewirkte auch hier eine Erhöhung der relativen Viskosität (siehe Abbildung 71 - links).

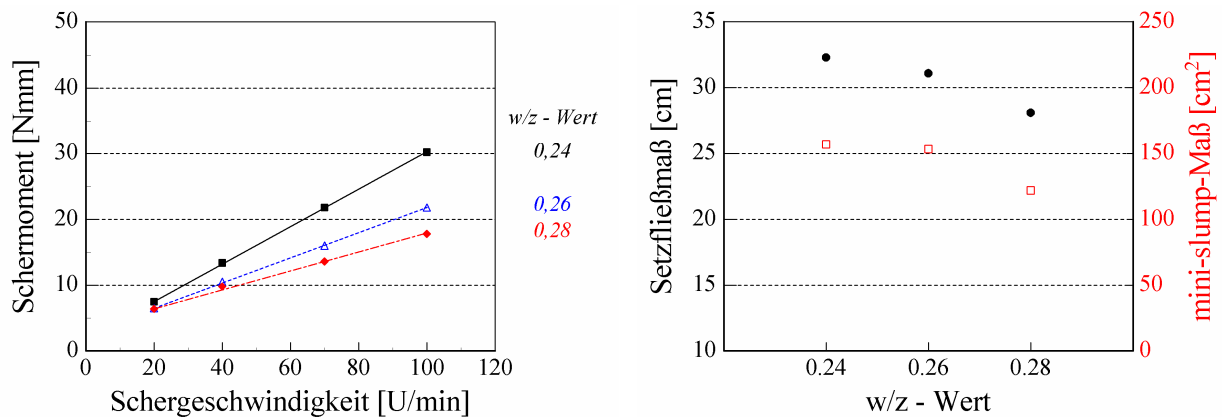


Abbildung 71: Einfluss des w/z -Wertes auf die rel. Viskosität (links) und das Setzfließmaß (rechts) der Frischbetone (Rezepturen siehe Anhang - Tabelle 7)

Entgegen der Erwartung, dass mit geringerer relativer Viskosität das Setzfließmaß zunähme, zeigten die Frischbetone ein konträres Verhalten. Ursache war die mit geringerem w/z -Wert (0,28; 0,26 und 0,24) von 2370, 2395 auf 2425 kg/m^3 ansteigende Frischbetondichte. Das höhere Eigengewicht in Kombination mit der geringen Fließgrenze überdrückte den Effekt der relativen Viskosität und führte zu größeren Setzfließmaßen der UHFB mit geringerem w/z -Wert (siehe Abbildung 71). Untersuchungsergebnisse mehrerer Autoren [90, 101] mit Hilfe eines Rheometers bestätigten diesen Einfluss der Frischbetondichte auf das Setzfließmaß.

Diese Erkenntnisse lassen den Schluss zu, dass hinsichtlich der Erzielung eines großen Setzfließmaßes die Reduzierung der Fließgrenze durch den Einsatz von Fließmittel im Vordergrund steht. Dagegen resultiert die Verringerung des w/z -Wertes bzw. Wassergehaltes der ultrahochfesten Betone in einem Anstieg der relativen Viskosität, was wie bei selbstverdichtenden Betonen zu einer Verringerung der Fließgeschwindigkeit führt [90].

Wie die in Abbildung 66 dargestellte Auswertung zeigt, nimmt die Entlüftungsneigung der Frischbetone mit dem Setzfließmaß zu. Da sich die Stahlfasern beim Einbau- und Verdichtungsvorgang in Fließrichtung orientieren, könnten durch einen höheren Wassergehalt und eine somit schnellere Fließgeschwindigkeit dieser Effekt gezielt unterstützt oder durch einen geringen Wassergehalt und kurze Fließwege eine isotrope Verteilung der Stahlfasern im Bauteil realisiert werden.

4.3.1.4.3 Einfluss des FM-Wirkstoffes

Hinsichtlich der Herstellung von UHFB haben sich FM auf Basis von Polycarboxylatethern als besonders wirksam herausgestellt (siehe Abschnitt 2.1.4.7). Die hohe Wirksamkeit dieser FM beruht auf der Kombination aus elektrostatischer und sterischer Abstoßung. Die Hauptketten der FM-Moleküle adsorbieren bevorzugt auf den polarisierten Zementoberflächen und bewirken eine Ladungsumkehr und somit eine elektrostatische Abstoßung der Zementpartikel. Eine sterische Abstoßung wird durch die langen Seitenketten der FM-Moleküle, welche wie Abstandhalter zwischen den Partikeln wirken, erreicht. Die Kombination dieser beiden Effekte verhindert eine Agglomeration der Zementpartikel.

Die Wirksamkeit von FM-Wirkstoffen mit unterschiedlichem Molekülaufbau wurde nachfolgend im Versuch an einer für UHFB typischen Mischungszusammensetzung (siehe Anhang - Tabelle 8) ermittelt. Die eingesetzten FM wurden als Versuchsprodukte von einem namhaften Hersteller im Labormaßstab synthetisiert. Der Molekülaufbau wurde anhand relativer Angaben zu der Haupt- bzw. Seitenkettenlänge, der Anzahl der Ladungsträger der Hauptkette und der Seitenkettendichte charakterisiert (vgl. Tabelle 10). Die Ergebnisse sollten als Grundlage einer weiteren Optimierung von FM-Wirkstoffen für den Einsatz im UHFB dienen bzw. bei bekanntem Molekülaufbau der erhältlichen FM eine Vorauswahl ermöglichen.

Um alle aufbereitungsspezifischen Einflüsse auszuschalten, wurde die festgelegte Mischanweisung eingehalten und der Frischbeton in der letzten Mischphase durch Anlegen eines Unterdrucks nahezu vollständig entlüftet. Der LP-Gehalt aller Frischbetone war $\leq 0,5$ Vol.-%, so dass die Frischbetondichten innerhalb eines engen Bereiches von 2419 bis 2429 kg/m³ lagen. Die Frischbetontemperatur betrug stets $30 \pm 1^\circ\text{C}$.

Bei dem Versuch, einen Zusammenhang zwischen dem Molekülaufbau und dem Setzfließmaß (siehe Tabelle 10) herzustellen, muss bedacht werden, dass aufgrund der massebezogenen Dosierung des Fließmittels ein geringes Molekulargewicht des Wirkstoffes zu einer höheren Anzahl an FM-Molekülen führt.

Als wesentlich für eine hohe Verflüssigung haben sich die beiden Parameter Anzahl der Ladungsträger an der Hauptkette und Seitenkettenlänge herausgestellt. Die beiden FM-Wirkstoffe VII und I, welche sich durch eine hohe Anzahl von Ladungsträgern und gleichzeitig eine lange Seitenkette von den anderen abhoben, führten zu signifikant größeren Setzfließmaßen (vgl. Tabelle 10). Das infolge der kürzeren Hauptkette (vgl. Tabelle 10) geringere Molekulargewicht von FM VII und die somit bei gleicher Dosierung höhere Molekülanzahl könnte der Grund dafür gewesen sein, dass FM VII gegenüber FM I eine bessere Verflüssigung dieser feinstteilreichen Mischung bewirkte. Die Seitenketten liefern einen erheblichen Beitrag zum Gewicht, so dass in der Regel bei der FM-Synthese lange Seitenketten mit kurzen Hauptketten kombiniert werden [102].

Tabelle 10: Qualitativer Molekülaufbau der unterschiedlichen FM-Wirkstoffe auf Basis von Polycarboxylatether gemäß den Angaben des Herstellers und Setzfließmaß der damit hergestellten Frischbetone (Rezeptur siehe Anhang - Tabelle 8)

FM-Bez.	Molekülaufbau des FM-Wirkstoffes				Setzfließmaß [cm]
	Hauptkettenlänge	Anzahl Ladungsträger	Seitenketten-dichte	Seitenkettenlänge	
VII	kurz	hoch	gering	lang	27,9
I	lang	hoch ⁽¹⁾	gering	lang	23,2
V	k.A.	k.A.	k.A.	k.A.	16,1
III	lang	mittel	mittel	kurz	16,9
IV	lang	mittel	mittel	kurz	17,2
VI	lang	mittel	mittel	kurz	18,1
II	lang	mittel – gering ⁽²⁾	mittel	kurz	19,0

k.A.: keine Angaben

⁽¹⁾: etwas geringer als VII

⁽²⁾: etwa die Hälfte von VII

Die hohe Ladungsdichte an der Hauptkette sorgt durch eine schnelle Adsorption der FM-Moleküle auf die reaktiven Oberflächen für die elektrostatische Abstoßung. Derartige FM empfehlen sich insbesondere bei der Verwendung von Zementen mit einem hohen Na₂O-Äquivalent. Eine sehr schnelle Adsorption kann jedoch insbesondere bei Zementen höherer Feinheit (hoher Anteil an Partikeln < 10 µm), wie sie hier eingesetzt wurden, zu einem bis zum Eintritt der Ruhephase schnellen „Überwuchern“ der FM-Moleküle durch erste Hydratationsprodukte führen. Dieser Effekt konnte durch die eigenen Untersuchungen zum optimalen FM-Zugabezeitpunkt in Abschnitt 4.3.1.4.1.1 bestätigt werden. Zur Reduzierung dieses Effektes wurde grundsätzlich die zweite Hälfte des FM erst 5,5 Minuten nach dem ersten Kontakt des Zementes mit dem Anmachwasser eingemischt (vgl. Tabelle 8).

Lange Seitenketten bewirken eine gute sterische Abstoßung der Zementpartikel [102] und eine hohe Verflüssigung des Zementleimes. Die Wichtigkeit der sterischen Abstoßung für die Frischbetoneigenschaften von UHFB kann daran erkannt werden, dass nur die beiden FM-Wirkstoffe VII und I mit langen Seitenketten zu einer ausreichenden Verflüssigung führten (siehe Tabelle 10).

4.3.1.4.4 Einfluss eines Zementaustausches durch Quarzmehl

Untersuchungsergebnisse von Bornemann und Schmidt [47] (siehe Abschnitt 2.1.4.6) waren der Anlass für die Versuchsreihe 3. Bei dieser Versuchsreihe wurden bei sonst identischer Mischungszusammensetzung (siehe Tabelle 6) ein Teil des Portlandzementes volumetrisch durch ein Quarzmehl mit einer nahezu identischen Korngrößenverteilung ersetzt (vgl. Anhang - Abbildung 4) und die Auswirkungen auf die Frischbetoneigenschaften und Druckfestigkeit

bestimmt. Der Silikastaubgehalt von 191 kg/m³ entsprach mit 81 l/m³ einem Anteil von 23,5 Vol.-%, bezogen auf das durch den Zement und das Quarzmehl eingenommene Volumen von 345 l/m³.

Mit zunehmendem Austausch des Zementes erfolgte:

- § eine Reduzierung des Zementgehaltes von 871 auf 613 kg/m³ und eine damit einhergehende Verringerung der Zementoberfläche um 30 % (siehe Tabelle 11),
- § eine Erhöhung der auf den Zement und Silikastaub bezogenen FM-Wirkstoffmenge von 1,134 auf 1,494 M.-% und
- § eine Steigerung des w/z-Wertes von 0,24 auf 0,34 bei konst. Wassergehalt.

Tabelle 11: Einfluss des teilweisen volumetrischen Austausches von Zement durch Quarzmehl bei sonst identischer Mischungszusammensetzung auf die betontechnologischen Kennwerte und die Frischbetoneigenschaften

	Zement- bzw. Q-Mehl-Gehalt in kg/m ³					
	868 / 199	802 / 254	744 / 302	695 / 343	651 / 380	613 / 410
w/z-Wert	0,24	0,26	0,28	0,30	0,32	0,34
FM-Wirkstoff bez. z+sf [M.-%]	1,134	1,210	1,284	1,357	1,426	1,494
Zementoberfläche [m ² /m ³]	230 551	213 021	197 615	184 600	172 913	162 820
Frischbetondichte [kg/m ³]	2435	2417	2402	2394	2378	2383
Setzfließmaß [cm]	19	18,9	22,7	23,7	24,1	24,8
mini-slump-Maß [cm ²]	40,7	44,8	61,5	73,9	70,9	82,5
rel. Fließgrenze [Nmm]	12,2	10,4	n.b.	7,2	5,3	3,0
rel. Viskosität [Nmm / U/min]	1,154	1,097	n.b.	0,946	0,959	0,875

n.b.: nicht bestimmt

Mit zunehmendem Ersatz des Zementes durch Quarzmehl verbesserten sich die rheologischen Eigenschaften des Frischbetons, was zu größeren Setzfließmaßen führte (siehe Tabelle 11). Ursache für die Konsistenzverbesserung war hauptsächlich die Verringerung der relativen Fließgrenze (siehe Abbildung 72). Die bei gleicher FM-Menge und reduzierten Zementmenge erhöhte (auf das Bindemittel bezogene) FM-Dosierung war die Ursache für die etwa 4fach geringere Fließgrenze. Der Grund für die um 24 % geringere relative Viskosität war offensichtlich die bessere Dispergierung der Feinstpartikel bzw. evtl. zu einem kleinen Anteil die gegenüber dem Zement glattere Oberfläche des Quarzmehls.

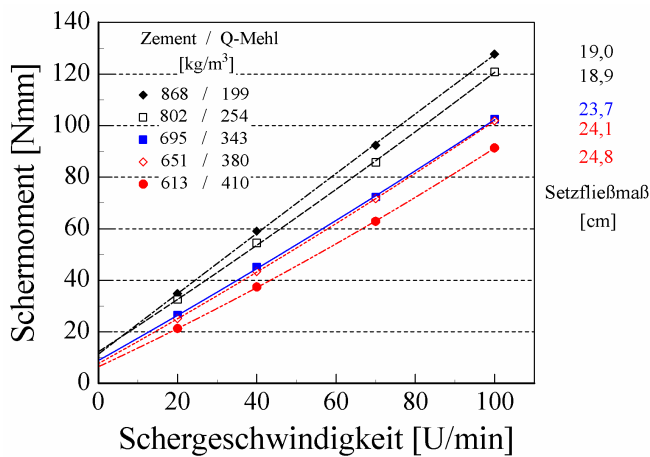


Abbildung 72: Rheologische Eigenschaften und Setzfließmaße der Frischbetone in Abhängigkeit der Mengenanteile Zement und Quarzmehl an einem Stoffraum von 345 l/m^3 (Rezepturen siehe Tabelle 6 u. Anhang - Tabelle 15)

Bei sonst identischer Zusammensetzung konnte durch den volumetrischen Austausch von 80 l/m^3 Zement durch Q-Mehl die Frischbetoneigenschaften von schwer einbaubar bis nahezu in den optimalen Bereich mit guter Entlüftungsneigung verbessert werden (vgl. Abbildung 66). Die Angaben zu den 7- und 28-Tage Druckfestigkeiten befinden sich im Anhang (Anhang - Tabelle 18) und werden in Abschnitt 4.3.3 diskutiert.

4.3.1.4.5 Einfluss der Fasern

4.3.1.4.5.1 Allgemeines

Zur Erzielung eines duktilen Nachbruchverhaltens ist bei UHFB eine Faserzugabe erforderlich. In Abhängigkeit der Faserabmessungen und des Fasermaterials kann sich die Frischbetonkonsistenz selbst bei geringen Fasergehalten von weniger als 3 Vol.-% von fließfähig bis nicht mehr einbaubar signifikant verschlechtern. Bei den hier dargestellten UHFB wurde der Einfluss der Entlüftungsneigung durch das Aufbringen eines Unterdrucks in der letzten Mischphase eliminiert (siehe Abschnitt 4.3.1.2).

In die Untersuchungen wurden Stahlfasern mit einem Durchmesser von $0,16 \text{ mm}$ sowie sehr feine Fasern aus Polypropylen ($\varnothing = 18 \mu\text{m}$) und Kohlenstoff ($\varnothing = 7 \mu\text{m}$) einbezogen. Alle spezifischen Kennwerte der eingesetzten Fasern befinden sich im Anhang (Anhang - Tabelle 6).

Bei den Fasern aus Stahl und Kohlenstoff, welche aufgrund der mechanischen Materialeigenschaften Kräfte zur Überbrückung von Rissen aufnehmen können, wurde die Faserlänge variiert, so dass ebenfalls der Einfluss der Verbundlänge auf das Nachbruchverhalten bestimmt werden konnte. Die Faserlängen lagen dabei mit 2, 4 und 6 mm bei den Stahlfasern und 3, 6 und 9 mm bei den C-Fasern in einer ähnlichen Größenordnung. Die Kombination aus größerer Faserlänge und geringerem Durchmesser der C-Fasern sollte den gegenüber Stahl schlechteren Verbund von Kohlenstoff zu erhärteter Matrix berücksichtigen.

4.3.1.4.5.2 Stahlfasern

Ausgehend von einer faserfreien Referenzmischung wurde ein Teil des Sandes ($\varnothing = 0,1 - 0,5$ mm) volumetrisch durch Stahlfasern ausgetauscht. Um den Einfluss der Stahlfaserlänge und -menge auf das Nachbruchverhalten der Prismen im 3-Punkt-Biegezugversuch unabhängig von der Frischbetonkonsistenz zu untersuchen, wurde das Setzfließmaß der Frischbetone durch eine FM-Anpassung auf 26 ± 1 cm eingestellt.

Während eine Stahlfaserlänge von 2 mm keine nennenswerte Erhöhung der FM-Menge erforderte, musste bei den mit 6 mm längsten Stahlfasern die FM-Dosierung bei einem Gehalt von 3,5 Vol.-% um knapp 30 % (siehe Abbildung 73) erhöht werden. Eine Stahlfaserlänge von 6 mm führte ab einem Fasergehalt von 3,5 Vol.-% zu einem deutlichen Anstieg der Mischleistung, so dass bei dieser Faserlänge der Gehalt nicht weiter erhöht wurde. Durch eine Kombination aus 2 Vol.-% kürzeren Fasern (2 bzw. 4 mm) und 1,5 Vol.-% langen Fasern (6 mm) konnte gegenüber der Mischung mit ausschließlich langen Fasern der FM-Anspruch von 1,30 M.-% auf 1,16 bzw. 1,25 M.-% reduziert werden.

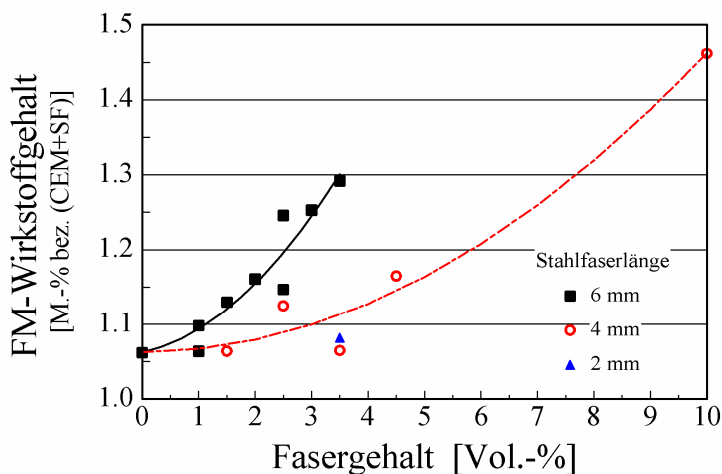


Abbildung 73: FM-Anspruch für ein Setzfließmaß von 26 ± 1 cm in Abhängigkeit von der Stahlfaserlänge und dem Stahlfasergehalt

Von den 4 mm langen Stahlfasern konnte ein extrem hoher Gehalt von bis zu 10 Vol.-% noch eingemischt und der Frischbeton gut verarbeitet werden. Diese hohen Fasergehalte entsprechen in etwa dem unter SIFCON (Slurry Infiltrated Fiberreinforced Concrete) bekannten System bzw. dem von Aalborg entwickelten CRC (Compact Reinforced Composite) mit typischen Stahlfasergehalten von 10 bzw. 6 Vol.-%. Beide Verfahren erfordern jedoch eine spezielle Einbautechnik.

4.3.1.4.5.3 PP-Fasern

Die Zugabe von PP-Fasern wirkte sich selbst bei geringen Gehalten von 0,30; 0,45 und 0,66 Vol.-% entsprechend einer Zugabemenge von 2,7; 4,1 und $6,0 \text{ kg/m}^3$ signifikant auf die

Verarbeitbarkeit des Frischbetons aus. Ursache dafür war neben der hohen Anzahl von max. 5,4 Milliarden Fasern / m³ die Oberflächenbeschaffenheit der feinen PP-Fasern (Oberfläche = 1410 m²/m³ beim max. Gehalt von 0,66 Vol.-%) Bei sonst identischer Zusammensetzung fiel mit zunehmendem PP-Fasergehalt das Setzfließmaß gegenüber der Referenzmischung mit 29,9 cm auf Werte von 22,2 und 15,7 cm ab (siehe Abbildung 74). Aufgrund der zähen Konsistenz der Mischung mit dem höchsten PP-Fasergehalt von 0,66 Vol.-% war die Bestimmung des Setzfließmaßes nicht mehr möglich.

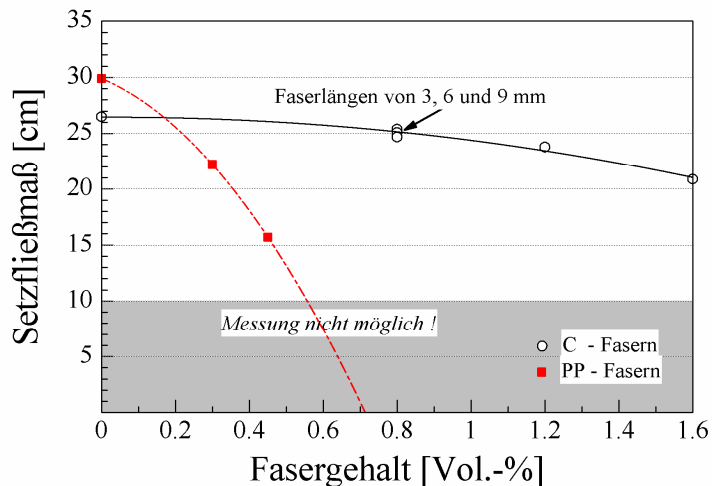


Abbildung 74: Setzfließmaß in Abhängigkeit des Materials und des Gehaltes an feinen Fasern

Gleichzeitig verschlechterte sich wie erwartet die Entlüftungsneigung des Frischbetons, so dass bei dem höchsten PP-Fasergehalt von 0,66 Vol.-% selbst durch das Anlegen des Unterdrucks in der letzten Mischphase der Luftporengehalt des Frischbetons nicht unter 1,9 Vol.-% abgesenkt werden konnte. Durch Anregung mittels Flaschenrüttlern breitete sich der Frischbeton jedoch in der Form aus, wodurch im Technikum der Fa. Eirich die Herstellung selbst größerer Proben (Balken L/B/H = 200/24/12 cm) frei von größeren Verarbeitungsporen möglich war.

4.3.1.4.5.4 Carbon-Fasern

Obwohl die Carbon-Fasern (C-Fasern) mit einem Faserdurchmesser von nur 7 µm gegenüber den PP-Fasern weniger als halb so dünn waren, verschlechterte sich die Verarbeitbarkeit des Frischbetons erst ab einem Gehalt von 1,2 Vol.-% merklich (siehe Abbildung 74). Offensichtlich fallen die Adhäsionskräfte zwischen der Oberfläche der C-Fasern und dem Bindemittelleim äußerst gering aus. Die Kombination aus geringem Faserdurchmesser, unwesentlicher Beeinträchtigung der Verarbeitbarkeit und hohen mechanischen Eigenschaften (Zugfestigkeit = 3500 N/mm²; E-Modul = 230 000 N/mm²) prädestiniert den Einsatz der C-Fasern zur Verbesserung des Nachbruchverhaltens im „Mikrobereich“. Weiterhin wirkte sich die Faserlänge als maßgebende Größe hinsichtlich der möglichen Verbundlänge bei einem Gehalt von 0,8 Vol.-% kaum auf das Setzfließmaß der Frischbetone aus (siehe Abbildung 74).

4.3.2 Optimierung der Packungsdichte

4.3.2.1 Allgemeines

Eine höhere Packungsdichte der Feststoffe führt bei gleichem Wassergehalt zu einer geringeren Viskosität des Frischbetons (siehe Gleichung 14). Somit besteht die Möglichkeit, mit Hilfe von rheologischen Untersuchungen am Frischbeton den Einfluss des Sandgehaltes, der Sandsieblinie und des Silikastaubgehaltes auf die Packungsdichte zu bestimmen. Ziel dieser Untersuchungen war es, aus den Ergebnissen die für den UHFB optimalen Gehalte an Sand und Silikastaub abzuleiten.

4.3.2.2 Sandsieblinie

Gemäß den Angaben aus der Literatur werden für die Herstellung von UHFB in der Regel Quarzsande mit einem Kleinstkorn $> 0,15$ mm und einem Größtkorn $< 0,6$ mm verwendet (siehe Abschnitt 2.1.4.1). Zur Untersuchung des Einflusses der Sandsieblinie auf die Packungsdichte bzw. die Frischbetoneigenschaften wurden drei Quarzsande ausgesucht, deren Korngrößenverteilung sehr unterschiedlich war, die aber noch innerhalb der oben genannten Korngrößenbandbreite lagen (siehe Abbildung 75).

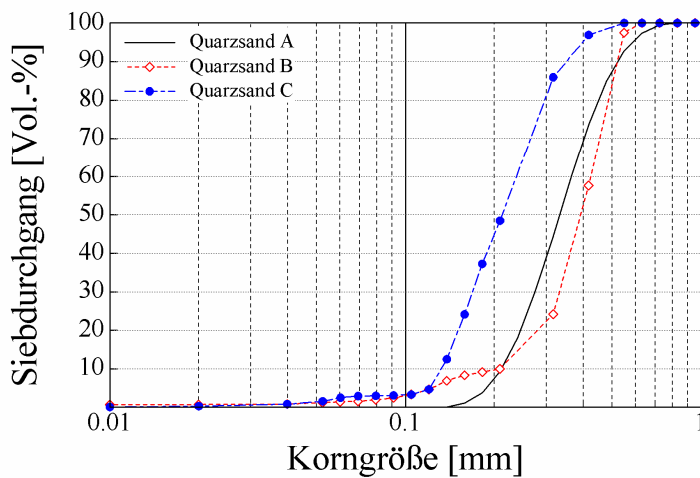


Abbildung 75: Korngrößenverteilung der Sande A, B und C

Obwohl sich die Sieblinien der Quarzsande deutlich unterschieden, waren die rheologischen Eigenschaften der damit hergestellten Frischbetone bei einem Sandgehalt von 357 l/m^3 sehr ähnlich (vgl. Abbildung 76). Offensichtlich war das Leimvolumen, bestehend aus Zement, Quarzmehl, Silikastaub, Wasser und FM, mit 643 l/m^3 so groß, dass die Oberflächen der Sandkörner mit einer ausreichend dicken Leimschicht bedeckt wurden und die Zwickelfüllung ebenfalls gegeben war. Auf diese Weise wurden die Frischbetoneigenschaften hauptsächlich durch die rheologischen Eigenschaften des Leimes bestimmt.

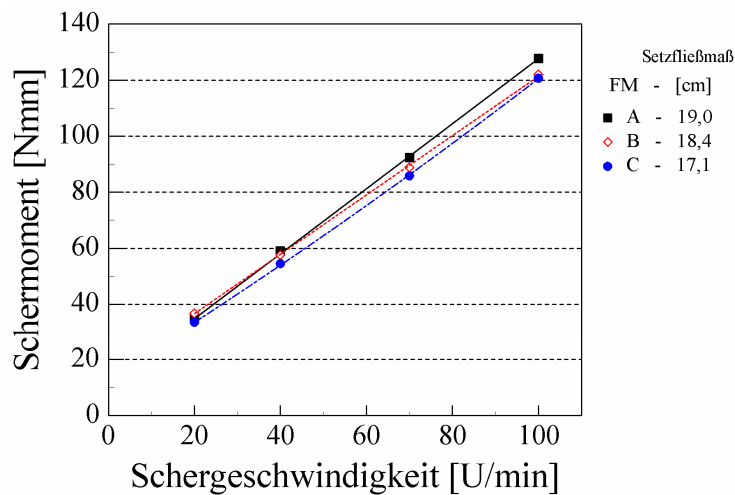


Abbildung 76: Fließkurven und Setzfließmaße der Frischbetone in Abhängigkeit des Quarzsandes (Rezeptur: Ausgangsrezeptur der Versuchsreihe 3, w/z = 0,24, siehe Tabelle 6)

Lediglich der Frischbeton mit dem Quarzsand C wies ein etwas geringeres Setzfließmaß auf und es deutete sich bereits ein dilatantes Fließverhalten an. Ursache hierfür war die infolge eines wesentlich höheren Anteils an Feinstkorn mit einem Durchmesser zwischen 0,1 und 0,2 mm (vgl. Abbildung 75) größere Sandoberfläche.

4.3.2.3 Sandgehalt

Nähert sich der Volumenanteil des Feststoffes einer Suspension der Packungsdichte des Feststoffes an, so steigt die Viskosität der Suspension exponentiell an (siehe Gleichung 14). Die Übertragbarkeit dieses physikalischen Gesetzes auf das System Zementleim und Gesteinskörnung wurde bei Mörteln und Betonen im Rahmen der Literaturrecherche bestätigt (siehe Abbildung 6).

Zur Bestimmung des für eine ausreichende Verarbeitbarkeit des Frischbetons maximal zulässigen Sandgehaltes wurde der Sandgehalt ausgehend von 390 l/m^3 in Abhängigkeit der Konsistenz des Leimes um 33 l/m^3 verringert bzw. um 20 l/m^3 erhöht. Der Ausgangsgehalt orientierte sich an den Angaben in der Literatur (siehe Abschnitt 2.1.4.1). Während die Konsistenz des Leimes mit Portlandzement, erkennbar an dem Setzfließmaß des damit hergestellten Frischbetons von 20,5 cm (siehe Tabelle 12), als üblich bezeichnet werden kann, muss der Leim mit Hochofenzement als sehr fließfähig eingestuft werden.

Tabelle 12: Einfluss des Sandgehaltes auf die Frischbetoneigenschaften
(Rezepturen siehe Anhang – Tabelle 11 und 12)

Zementart		CEM I 42,5 R-HS		CEM III B 42,5 R-NW/HS	
Kennwert					
Sandgehalt	[l/m ³]	357	390	392	412
Setzfließmaß	[cm]	26,6	20,5	37,6	31,3
Fließgrenze		6,9	7,3	8,3	**
Viskosität		0,80	1,30	*	**

* dilatantes Fließverhalten (parabolische Fließkurve)

** Messung mittels Rotationsviskosimeter nicht mehr möglich

Ein um 20 bzw. 33 l/m³ geringerer Sandgehalt führte je nach Leimzusammensetzung zu einer mit 6 cm beträchtlichen Erhöhung des Setzfließmaßes (siehe Tabelle 12). Während wie erwartet beim UHFB mit Portlandzement die durch die Bindemittelleimzusammensetzung beeinflussbare Fließgrenze mit zunehmendem Sandgehalt nahezu unverändert blieb, stieg die Viskosität des Frischbetons signifikant an (siehe Tabelle 12).

Bei dem Beton mit Hochofenzement stellte sich trotz vergleichbarem Sandvolumen von rund 390 l/m³ statt dem binghamischen Fließverhalten ein dilatantes Fließverhalten ein (Abbildung 77). Die Fließkurve des Frischbetones mit Hochofenzement und dem höchsten Sandgehalt von 412 l/m³ konnte aufgrund der Überschreitung des mit diesem Rotationsviskosimeter maximal messbaren Schermomentes von 200 Nmm nicht bestimmt werden.

Ursache für das dilatante Fließverhalten des UHFBs mit Hochofenzement war der deutlich geringere Silikastaubgehalt (100 gegenüber 181 kg/m³). Die Mehrzugabe von 81 kg/m³ an Silikastaub beim UHFB mit Portlandzement entspricht einem Stoffraum von beachtlichen 35 l/m³.

Da der Silikastaub aufgrund seiner Partikelgröße von 0,1 bis 0,5 µm in der Lage ist, die Zwickel des Zementes zu füllen, steht infolge der erhöhten Packungsdichte das dadurch verdrängte Wasser der Verarbeitbarkeit zur Verfügung und führte somit zu dem binghamischen Fließverhalten.

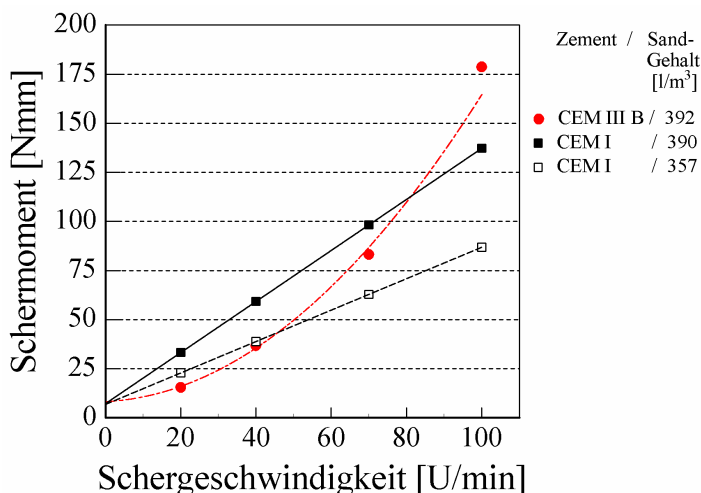


Abbildung 77: Fließkurven der Frischbetone in Abhängigkeit des Sandgehaltes und der Zementart

In Abhängigkeit der rheologischen Eigenschaften des Leimes konnten Frischbetone in einer fließfähigen Konsistenz (Setzfließmaß > 26 cm) mit Sandgehalten von rd. 360 bis 410 l/m³ hergestellt werden. Die Ergebnisse zeigen, dass ein Sandgehalt von 390 l/m³ bei üblichen Leimkonsistenzen als obere Grenze betrachtet werden kann. Eventuell muss bei ungünstigeren rheologischen Eigenschaften des Bindemittelleimes der Sandgehalt zur Gewährleistung der Fließfähigkeit des Frischbetones auf weniger als 360 l/m³ reduziert werden.

4.3.2.4 Silikastaubgehalt

Durch Abstimmung des Silikastaubgehaltes auf die Kornzusammensetzung der Mischung kann die Packungsdichte erhöht werden, so dass die rheologischen Eigenschaften sich infolge des geringeren Wasseranspruchs verbessern.

An zwei ultrahochfesten Betonen, hergestellt mit unterschiedlichen Zementarten (CEM I 42,5 R-HS – II und CEM III B 42,5 NW/HS –IV, siehe Anhang – Tabelle 3 und 4), wurde der Einfluss des Silikastaubgehaltes auf die rheologischen Eigenschaften der Frischbetone untersucht. Der Silikastaubgehalt der UHFB mit Portlandzement wurde aufgrund dem gegenüber Hochofenzement deutlich größeren Potential zur Bildung von Ca(OH)₂ etwa doppelt so hoch gewählt (siehe Tabelle 13). Um eine gute Dispergierung des Silikastaubes zu gewährleisten, wurde die FM-Dosierung an den Silikastaubgehalt angepasst. Die Frischbetone mit optimaler FM-Dosierung wiesen eine sehr geringe Fließgrenze von nahezu Null auf.

Tabelle 13: Silikastaubgehalte der untersuchten UHFB in M.-% bezogen auf Zement bzw. volumetrischer Anteil des Silikastaubes bezogen auf den durch Zement und Quarzmehl eingenommenen Stoffraum (Rezepturen siehe Anhang - Tabelle 9 – 10)

UHFB	Silikastaubgehalt	Anteil bez. a. z + Q-Mehl
Versuchsreihe 1	[M.-% bez. a. Z.]	[Vol.-%]
CEM III B 42,5 NW/HS Werk IV	8	10,2
	10	12,7
	12	15,3
CEM I 42,5 R-HS Werk II - 1999	18	19,5
	22	23,8
	25	27,5
	29	32,2

Die zur Aufhebung der Fließgrenze der Betone mit Hochofenzement erforderliche FM-Dosierung stieg mit dem Silikastaubgehalt (8, 10 und 12 M.-% bez. a. Z.) von 0,29 auf 0,36 bzw. 0,40 M.-% (FM-Wirkstoff bez. a. Z + sf) an. Die Frischbetone mit unterschiedlichen Silikastaubgehalten wiesen aufgrund der ähnlichen Dichten von Silikastaub und Frischbeton nahezu identische Dichten (2425 - 2430 kg/m³) auf. Durch die Erhöhung des Silikastaubgehaltes erfolgte eine

Verbesserung der Zwickelfüllung, so dass die innere Reibung des Frischbetons herabgesetzt wurde und die relative Viskosität abnahm (siehe Abbildung 78). Dies hatte eine Erhöhung des Setzfließmaßes der Frischbetone mit Hochofenzement von 33,3 auf maximal 38,4 cm zur Folge.

Der zur Füllung der Zwickel erforderliche Silikastaubgehalt wurde bei den UHFB mit Hochofenzement nicht erreicht. Dies kann daran erkannt werden, dass im untersuchten Bereich die relative Viskosität der Frischbetone mit steigendem Silikastaubgehalt weiter abfiel.

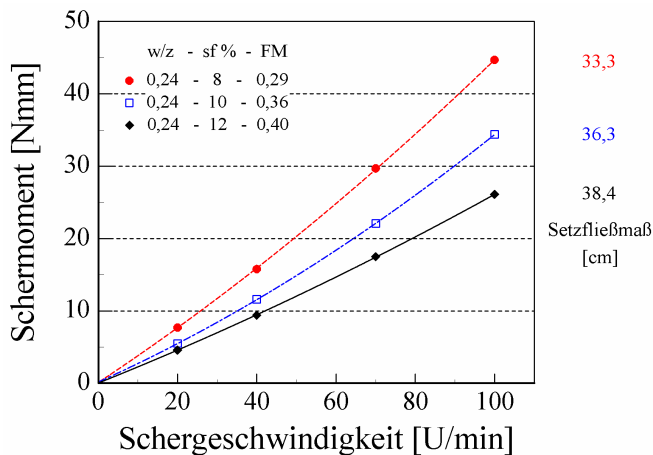


Abbildung 78: Einfluss des Silikastaubgehaltes auf die rheologischen Eigenschaften der Frischbetone mit Hochofenzement (Rezepturen siehe Anhang - Tabelle 9)

Die für eine sehr geringe Fließgrenze der Frischbetone mit Portlandzement (siehe Abbildung 79) erforderlichen FM-Gehalte fielen aufgrund der Zementart und der etwa 2fach höheren Silikastaubgehalte mit 0,71 bis 0,77 M.-% (FM-Wirkstoff bez. a. Z + sf) etwa doppelt so hoch aus wie bei den UHFB mit Hochofenzement.

Die Frischbetone wiesen alle eine fließfähige Konsistenz und Setzfließmaße im Größenbereich von 33 cm auf (siehe Abbildung 79). Lediglich die Mischung mit dem höchsten Silikastaubgehalt von 29 M.-% bez. a. Z. hatte aufgrund einer zu geringen FM-Dosierung, erkennbar an der höheren Fließgrenze (4,8 gegenüber 2,0), ein geringeres Setzfließmaß von 27,6 cm.

Eine Erhöhung des Silikastaubgehaltes über 22 M.-% bez. a. Z. führte zu keiner weiteren Reduzierung der relativen Viskosität mehr (vgl. Abbildung 79). Diese Menge entsprach bei der gewählten Mischungszusammensetzung einem Anteil von 23,8 Vol.-%, bezogen auf den durch Zement und Quarzmehl eingenommenen Stoffraum (siehe Tabelle 13), und reichte für die vollständige Zwickelfüllung aus. Dieser auf das Volumen von allen Partikeln mit einer dem Zement entsprechenden Korngröße ermittelte Anteil entspricht dem aus der Literatur [6, 27] (vgl. Abschnitt 2.1.4.4) bekannten optimalen Verhältnis von Silikastaub zu Zement. Aufgrund der hohen Mischintensität und der guten Dispergierung des Silikastaubes im Rahmen dieser Untersuchungen kann der für eine hohe Packungsdichte optimale Silikastaubgehalt ziemlich exakt auf 23,8 Vol.-%, bezogen auf den durch Zement und Quarzmehl eingenommenen Stoffraum, quantifiziert werden.

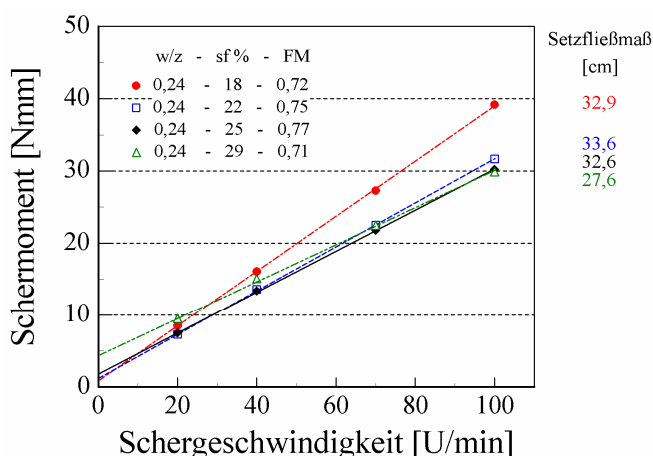


Abbildung 79: Einfluss des Silikastaubgehaltes auf die rheologischen Eigenschaften der Frischbetone mit Portlandzement (Rezepturen siehe Anhang - Tabelle 10 und 10)

4.3.3 Einfluss der Matrixzusammensetzung auf die 28-Tage-Druckfestigkeit

Die für die Bemessung maßgebende Kenngröße, die charakteristische Druckfestigkeit, wird bei Beton unter Berücksichtigung von Sicherheitsbeiwerten aus der mittleren 28-Tage-Druckfestigkeit berechnet. Der Bemessungsansatz für UHFB gemäß der französischen Richtlinie (siehe Abschnitt 2.3.2.4) bezieht sich dagegen nicht auf ein bestimmtes Betonalter. Grund hierfür könnte zum einen die große Nacherhärtung (siehe Abbildung 86) oder die bei einer Wärmebehandlung des UHFB bereits in einem jungen Alter von weniger als 7 Tagen erreichbare hohe Druckfestigkeit sein. Dennoch wird zur Charakterisierung der Festigkeitsklasse von UHFB meist die 28-Tage-Druckfestigkeit der bei 20 °C gelagerten Probekörper herangezogen. Im Falle einer Beschleunigung des Erhärtungsvorganges durch eine Wärmebehandlung wird diese immer bei Nennung der Druckfestigkeit als Zusatz angegeben. Die bisherigen Untersuchungen (siehe Abschnitt 2.3.2.2) belegen, dass die nach einer 28-tägigen Lagerung bei 20 °C erreichbare Druckfestigkeit bei 180 bis 200 N/mm² liegt.

Im Anhang - Tabelle 16 bis 19 wurden sämtliche 28-Tage-Druckfestigkeiten der UHFB aus den Versuchsreihen 1 bis 3 dargestellt. Während die mittleren 28-Tage-Druckfestigkeiten der UHFB mit Portlandzement im Bereich 155 bis 213 N/mm² lagen, fielen die der UHFB mit Hochofenzement mit 121 bis 173 N/mm² etwa 20 % geringer aus. Da bei den Versuchsreihen selbst unter Beibehaltung der Zementart teilweise unterschiedliche Ausgangsstoffe wie Zement eines anderen Werkes, ein anderes Gesteinsmehl oder Fließmittel eingesetzt wurden, können die Druckfestigkeiten nicht direkt verglichen werden.

In Abbildung 80 wurde deswegen die mittlere Druckfestigkeit der einzelnen UHFB auf den Bestwert der jeweiligen Versuchsreihe (Rezepturen und Variationsparameter siehe Seite 80) bezogen und in Abhängigkeit der Kombination aus w/z-Wert und Silikastaubgehalt dargestellt. Die Bestwerte lagen zwischen 182 und 213 N/mm² (siehe Legende Abbildung 80). Anhand dieser Auswertung konnten die Kombinationen aus w/z-Wert und Silikastaubgehalt, welche ein Ausschöpfen des mit den eingesetzten Ausgangsstoffen erreichbaren Festigkeitspotentials im Alter von 28 Tagen ermöglichten, ermittelt werden.

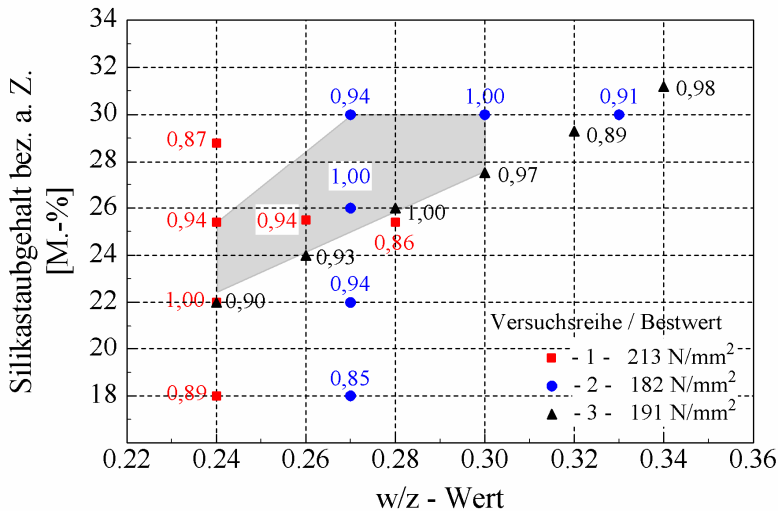


Abbildung 80: Relative 28-Tage-Druckfestigkeit der UHFB mit Portlandzement in Abhängigkeit der Kombination aus w/z-Wert und Silikastaubgehalt

Die Kombinationen im grau hinterlegten Bereich (siehe Abbildung 80) führten bei den UHFB mit Portlandzement zu hohen 28-Tage-Druckfestigkeiten von 180 bis 210 N/mm². Mit zunehmendem w/z-Wert stieg der für eine hohe 28-Tage-Druckfestigkeit erforderliche Silikastaubgehalt an. Dies ist vor dem Hintergrund, dass durch einen bis zu diesem Zeitpunkt höheren Hydratationsgrad des Zementes mehr Portlandit gebildet wird und somit zur Bildung der festen CSH-Phasen mehr Silikastaub mit dem Portlandit puzzolanisch reagieren kann, einleuchtend.

Da die puzzolanische Reaktion des Silikastaubes bei 20 °C nur langsam abläuft [31] können UHFB, wie Abbildung 86 zeigt, im hohen Alter trotz sehr unterschiedlicher Silikastaubgehalte (18 bis 30 M.-% bez. a. Z.) ähnliche hohe Druckfestigkeiten von rd. 225 N/mm² aufweisen.

Hinsichtlich der Herstellung von UHFB mit Portlandzement und guten Frisch- und Festbetoneigenschaften empfehlen sich Kombinationen aus w/z-Wert und Silikastaubgehalt, welche an der unteren Begrenzung des in Abbildung 80 grau hinterlegten Bereiches liegen.

Bei den UHFB mit Hochofenzement (Hüttensandanteil = 69 %) wurde der Einfluss der Kombination aus w/z-Wert und Silikastaubgehalt auf die 28-Tage-Druckfestigkeit nur in einem reduzierten Maße untersucht.

Die in Abbildung 81 dargestellten Untersuchungsergebnisse zeigen, dass zum einen bei UHFB mit Hochofenzement ein Silikastaubgehalt von 10 bis 12 M.-% optimal (vgl. Abbildung 81) und zum anderen zur Erzielung einer 28-Tages-Druckfestigkeit $> 160 \text{ N/mm}^2$ die Reduzierung des w/z-Wertes auf $\leq 0,24$ erforderlich war.

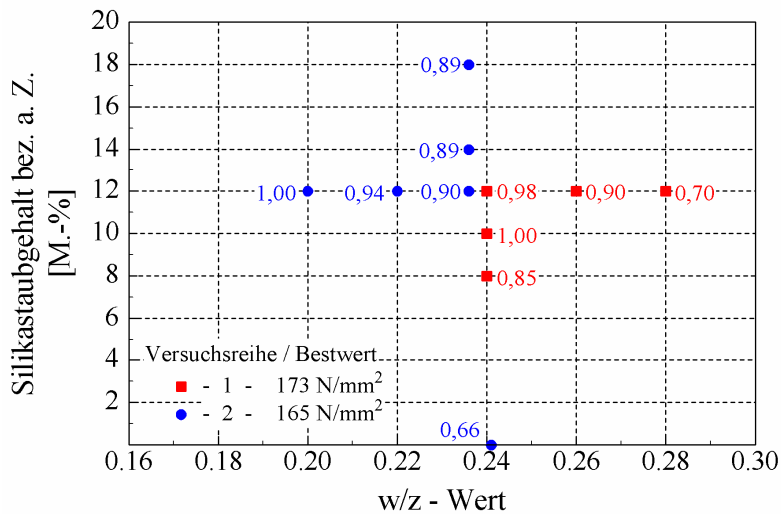


Abbildung 81: Relative 28-Tage-Druckfestigkeit der UHFB mit Hochofenzement in Abhängigkeit der Kombination aus w/z-Wert und Silikastaubgehalt

Der für eine hohe 28-Tage-Druckfestigkeit gegenüber dem UHFB mit Portlandzement etwa halbierte Silikastaubbedarf (10-12 gegenüber 22-26 M.-% bei $w/z = 0,24$) ist auf den geringen Klinkeranteil des Hochofenzementes von 31 % zurückzuführen. Wegen des geringen Klinkeranteils wird eine geringere Menge an Portlandit gebildet, so dass weniger Silikastaub für die puzzolanische Reaktion benötigt wird. Der geringe Anteil an Portlandzementklinker ist ebenfalls die Ursache für den großen Einfluss des w/z-Wertes auf die 28-Tage-Druckfestigkeit.

4.3.4 Zusammenfassung und Empfehlungen

In naher Zukunft wird ultrahochfester Beton voraussichtlich ausschließlich in Fertigteilwerken gemischt und verarbeitet werden. Hinsichtlich der Produktion von Bauteilen aus faserbewehrtem UHFB müssen folgende zwei Fälle betrachtet werden:

Eine Anwendung mit hohen Stückzahlen und einer kontinuierlichen Produktion stellt für ein Fertigteilwerk die beste Ausgangsposition dar. Die hohen Anschaffungskosten eines Intensivmischers mit Vakuum-Peripherie könnten über einen längeren Zeitraum abgeschrieben werden und müssten nicht über ein Einzelprojekt finanziert werden. Mit dieser Mischtechnik könnte durch das Anlegen eines Unterdrucks von 50 bis 70 mbar in der letzten Mischphase der Frischbeton selbst bei erhöhten Fasergehalten nahezu unabhängig von der Konsistenz zielsicher bis auf einen LP-Gehalt $< 1,0 \text{ Vol.-%}$ entlüftet werden. Auf diese Weise könnten folgende für die Herstellung positive Effekte genutzt werden:

- § Sicherung konstanter Festbetoneigenschaften unabhängig von der Konsistenz und Entlüftungsneigung des Frischbetons,
- § ermöglichen von hohen Fasergehalten sowie einer isotropen Faserverteilung zur Sicherstellung eines guten Nachbruchverhaltens und
- § kurze Mischzeiten für eine hohe Produktivität des Fertigteilwerks.

Da die Anwendung von UHFB noch in den Kinderschuhen steckt, muss davon ausgegangen werden, dass UHFB nur bei sehr speziellen Anwendungen zum Einsatz kommt und somit ein gut ausgestattetes Fertigteilwerk mit der vorhandenen Misch- und Verdichtungstechnik auskommen muss. In diesem Fall ist viel Sachverstand bei der Auswahl der Ausgangsstoffe, der Rezepturoptimierung und evtl. erste Erfahrungen des Personals mit der Verarbeitung von hochfesten oder selbstverdichtenden Betonen wichtig. Besonders schwierig gestaltet sich unter diesen Bedingungen die Verarbeitung von UHFB mit hohen Stahlfasergehalten von $> 3,0$ Vol.-% oder bei Zusatz von feinen PP-Fasern in Gehalten $> 0,30$ Vol.-% zur Verbesserung des Nachbruch- und Brandverhaltens. Bei den herkömmlichen Verfahren ist nicht zu erwarten, dass der LP-Gehalt bei derartigen Faserkombinationen auf Werte < 3 Vol.-% abgesenkt werden kann. Bei LP-Gehalten > 2 Vol.-% müssen Einbußen in der Druckfestigkeit in Kauf genommen werden.

Grundsätzlich gilt es durch eine sorgfältige Auswahl von Zement, Silikastaub und Fließmittel die Agglomerationsneigung des Bindemittels zu verringern, sowie infolge einer optimierten Packungsdichte den Wasseranspruch des Gesamtgemisches zu minimieren. In Kombination mit einer optimalen Mischreihenfolge und den an die Leistungsfähigkeit des Mixers angepassten Mischzeiten kann die Forderung nach einer fließfähigen, nahezu selbstverdichtenden Konsistenz des Frischbetons erfüllt und dadurch eine hohe Druckfestigkeit des UHFBs erreicht werden. Bei der Mischreihenfolge hatte sich eine zweigeteilte FM-Zugabe als besonders wirkungsvoll herausgestellt. Nach Einmischen der ersten Hälfte des FM mit dem Anmachwasser wurde eine Mischpause eingehalten, um die Zugabe des Restfließmittels zum optimalen Zeitpunkt - 5,5 Minuten nach dem ersten Kontakt des Zementes mit Wasser - zu gewährleisten.

Bei der Auswahl der Ausgangsstoffe haben sich ein:

- § natürlicher Quarzsand mit einem Kleinstkorn von 0,2 mm und einem Größtkorn von 0,6 mm,
- § Portlandzement der Festigkeitsklasse 42,5 mit hohem Sulfatwiderstand (CEM I 42,5 R-HS),
- § Quarzmehl mit einer dem Zement entsprechenden Korngrößenverteilung und
- § Fließmittel auf Basis von Polycarboxylatethern mit hoher Anzahl von Ladungsträgern an der Hauptkette und langen Seitenketten

hinsichtlich der Erzielung eines fließfähigen Frischbetons mit guten Entlüftungseigenschaften (Setzfließmaß: 26 bis 30 cm) und einer hohen 28-Tage-Druckfestigkeit von 180 bis 200 N/mm² des unter Normalbedingungen (20 °C) erhärteten UHFBs als geeignet herausgestellt.

Den Hinweisen aus der Literatur [6] folgend wurde für eine gute Verarbeitbarkeit des Frischbetons ein weißer, unkompakter Silikastaub mit geringem Kohlenstoffgehalt $< 0,4$ M.-% eingesetzt.

Bei der Mischungszusammensetzung hatte sich im Versuch ein Sandgehalt von 360 bis 390 l/m³ als optimal erwiesen. Im Falle der Zugabe von Stahlfasern mit einem Durchmesser von 0,16 mm musste der Sandgehalt zur Gewährleistung der Frischbetoneigenschaften um das Volumen der Fasern vermindert und die FM-Dosierung um bis zu 30 % erhöht werden.

Während die eigenen Untersuchungen gezeigt haben, dass ein Silikastaubgehalt in Höhe von 23,8 Vol.-%, bezogen auf den durch Zement und Quarzmehl eingenommenen Stoffraum, für eine hohe Packungsdichte ausreicht, wurde bei größeren bereits ausgeführten Demonstrationsbauvorhaben ein höherer Anteil von 30 Vol.-% verwendet.

Für eine gute Verarbeitbarkeit war bei den im Rahmen dieser Arbeit eingesetzten Ausgangsstoffen und Mischungszusammensetzungen mit Portlandzement ein Gesamtwassergehalt von 185 bis 210 l/m³ (Anmachwasser + wässriger Anteil des FM) erforderlich.

Ein Ausschöpfen des mit den eingesetzten Ausgangsstoffen erreichbaren Festigkeitspotentials (28-Tage-Druckfestigkeit von 180 bis 200 N/mm²) war bei den UHFB mit Portlandzement möglich, wenn der w/z-Wert zwischen 0,24 und 0,30 und gleichzeitig der Silikastaubgehalt bei dem geringeren w/z-Wert von 0,24 zwischen 22 ÷ 25 M.-% und bei 0,30 zwischen 27 ÷ 30 M.-% bez. a. Z. lag. Für w/z-Werte zwischen 0,24 und 0,30 kann der für hohe Festigkeiten erforderliche Silikastaubgehalt linear interpoliert werden.

4.4 Entwicklung der mechanischen Eigenschaften

4.4.1 Allgemeines

Wie schon von Normal- und Hochleistungsbeton bekannt [103, 104], steigt auch bei UHFB der statische E-Modul schneller als die Zug- und Druckfestigkeit an (siehe Abbildung 82).

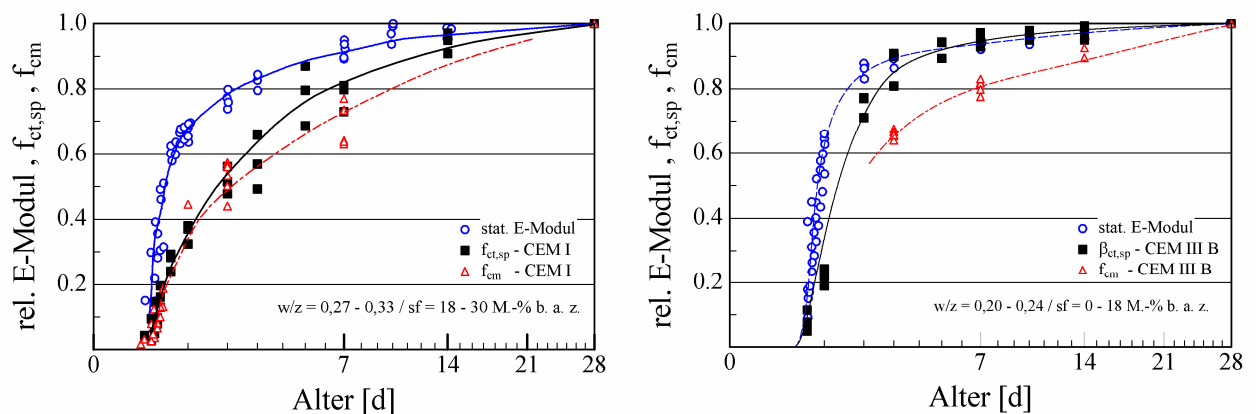


Abbildung 82: Entwicklung der mechanischen Eigenschaften der UHFB aus Versuchsreihe 2
(links: Betone mit Portlandzement; rechts: Betone mit Hochofenzement)

Um die Gefahr der Rissbildung in Abschnitt 4.5.5 beurteilen bzw. den Anteil der infolge Kriechen und Relaxation abgebauten Spannungen im Falle einer Zwangbeanspruchung in Abschnitt 4.5.6 bestimmen zu können, war es erforderlich, anhand der Messwerte die Entwicklung des statischen E-Moduls und der Spaltzugfestigkeit von Beginn an bis zu einem Alter von 28 Tagen mittels einer Fitfunktion (siehe Gleichung 21) zu beschreiben. Grundlage der Fitfunktion war die Reifeformel von Freiesleben-Hansen und Pederson [105], welche bereits in [106] zur Beschreibung der Reife von einem hochfesten Beton ($w/z = 0,30$; sf-Gehalt = 10 M.-%) verwendet wurde.

$$S = S_I \cdot \left(e^{-\frac{1}{t-t_I}} \right)^{f_I} + S_{II} \cdot \left(e^{-\frac{1,3}{t-t_{II}}} \right)^{f_{II}} \quad [\text{N/mm}^2] \quad \text{Gleichung 21}$$

S:	mechanische Kenngröße (stat. E-Modul, Zug- bzw. Druckfestigkeit)
S_I, S_{II} :	von der Betonzusammensetzung (w/z -Wert, sf-Gehalt) abhängige Beiträge
f_I, f_{II} :	Faktoren zur Beschreibung der Geschwindigkeit
t_I, t_{II} :	zeitl. Verzögerungsfaktor
t:	Alter des Betons in Tagen

Die Faktoren S_i und f_i (siehe Gleichung 21) wurden individuell für jeden UHFB anhand der Versuchsmesswerte kalibriert. Das Zeitintervall für die Entwicklung der mechanischen Eigenschaften wurde mit 5 Minuten entsprechend dem bei den Messungen der freien autogenen Schwindverformung und der Zwangspannung gewählt.

Durch die Summe der zwei zeitlich versetzten Exponentialfunktionen konnte der Verlauf der Festigkeitsentwicklung bei 20 °C-Lagerung, welcher durch einen sehr steilen Anstieg im jungen Alter und eine langsame aber ausgeprägte Nacherhärtung im hohen Alter charakterisiert wird, sehr gut abgebildet werden. Der zweite Summand setzt nach Abschluss der Zementhydratation im Betonalter von etwa 5 Tagen ein und beschreibt somit maßgeblich die Effekte der Gefügeverdichtung sowie der Nacherhärtung infolge der puzzolanischen Reaktion des Silikastaubes. Messungen mittels ^{29}Si -MAS-Festkörper-NMR [107] an einer Bindemittelmatrix entsprechender Zusammensetzung und identischen Ausgangsstoffen belegen diesen zeitlichen Verlauf der Zementhydratation und der puzzolanischen Reaktion des Silikastaubes (siehe Abbildung 83).

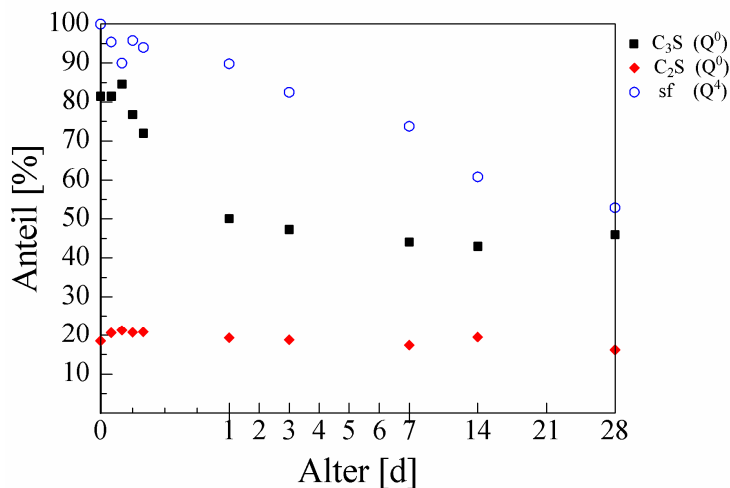


Abbildung 83: Hydratationsverlauf der Silikatphasen des Zementes und des Silikastaubes gemessen mittels ^{29}Si -MAS-Festkörper-NMR an einer Modellmischung ($w/b = 0,23$; CEM I + 20% sf)

Die Kombination aus hoher Gefügedichte und der bei 20 °C nur langsam ablaufenden puzzolanischen Reaktion des Silikastaubes, welche zu einer Veränderung der CSH-Phasen führte, war für die weitere Festigkeitssteigerung verantwortlich. Parallele Festigkeits- und ^{29}Si -MAS-Festkörper-NMR-Messungen [108] an einem ultrahochfesten Beton im Alter von über einem Jahr ($w/z = 0,27$ und 18 M.-% sf) und einer entsprechenden 28 Tage alten Bindemittelmatrix ($w/z = 0,27$ und 20 M.-% sf) bestätigten dies. Der Anteil der hydratisierten Silikatphasen des Zementes lag bei beiden Proben bei rd. 35 %. Die Hydratationsreaktion des Zementes war offensichtlich spätestens nach 7 Tagen abgeschlossen. Der Anteil des abreagierten Silikastaubes stieg von 50 % im Alter von 28 Tagen nach zwei Jahren auf über 75 % an. Gleichzeitig war eine deutliche Zunahme der gebildeten CSH-Phasen zu erkennen (siehe Abbildung 84). Anhand der Zunahme des Q^2 -Signales für verbrückende Silikattetraeder bei 85 ppm konnte im höheren Alter eine deutliche Zunahme der mittleren Kettenlänge der CSH-Phasen nachgewiesen werden.

Zanni et. al. [31] wiesen mittels ^{29}Si -MAS-Festkörper-NMR nach, dass sich Quarzmehl bei 20 °C selbst nach längerer Lagerungszeit absolut inert verhält. Weiterhin haben das Quarzmehl und der Quarzsand gegenüber dem Silikastaub nur eine geringe Oberfläche. Aus diesen Gründen kann die Vergleichbarkeit zwischen der Modellmischung – mit einer dem Bindemittelleim des UHFBs nahezu identischen Zusammensetzung – und dem UHFB als gegeben angesehen werden kann.

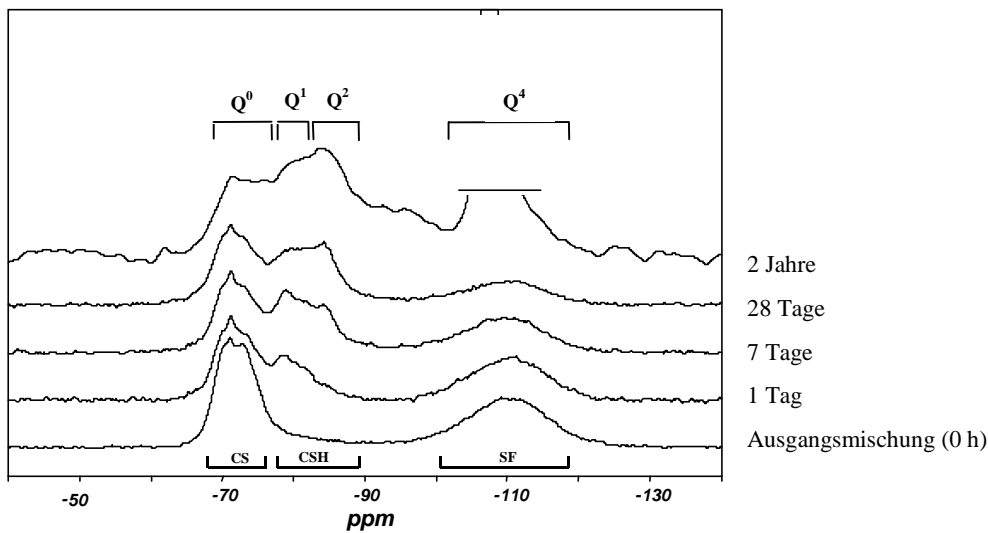


Abbildung 84 ²⁹Si-MAS-NMR-Spektren der Modellmischung 0,27-20 bis 28 d (unten) und des UHFBS 0,27-18 nach 2 a (oben)

4.4.2 Druckfestigkeit

Das Erstarrungsende zum Zeitpunkt t_0 und somit der Beginn der Festigkeitsentwicklung wurde hauptsächlich durch die FM-Dosierung und den FM-Wirkstoff beeinflusst (siehe Abbildung 100). Bereits nach 24 Stunden war der Einfluss des FM nur noch gering. Die ultrahochfesten Betone zeigten anschließend bis zu einem Alter von 3 Tagen unabhängig von dem verwendeten Portlandzement und der Rezeptur eine fast identische Druckfestigkeitsentwicklung (siehe Abbildung 85 und 79). Dies bestätigte die Ergebnisse der ²⁹Si-MAS-Spektroskopie, wonach in diesem Zeitraum die Zementhydratation für die Druckfestigkeitsentwicklung maßgebend ist.

Nach 14 Tagen stellten sich in Abhängigkeit der Ausgangsstoffe und der Zusammensetzung große Unterschiede in den Druckfestigkeiten der UHFBS ein (siehe Abbildung 85), welche sich im Alter von bis zu einem Jahr noch verdeutlichten. Demzufolge kann nach 14 Tagen bereits eine Aussage zur Mischungszusammensetzung oder der Eignung der Ausgangsstoffe gemacht werden.

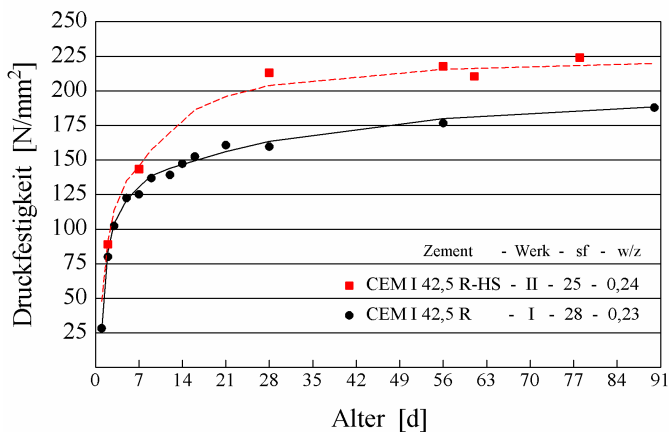


Abbildung 85: Druckfestigkeitsentwicklung von UHFBS bei 20 °C-Lagerung in Abhängigkeit des verwendeten Portlandzementes und der Matrixzusammensetzung (Linienverläufe mittels der Fitfunktion berechnet)

Im Zeitraum bis 91 Tage konnte mit Hilfe der Fitfunktion die Entwicklung der Druckfestigkeit sehr genau beschrieben werden. Da die Entwicklung der Druckfestigkeit für die Berechnung der Zwangsspannungen nicht relevant ist, wurde diese bis zu einem Alter von 28 bzw. 56 Tagen für die UHFB mit Portlandzement der Versuchsreihe 1 bzw. 2 sowie die zur Berechnung verwendeten Faktoren nur im Anhang dargestellt (vgl. Anhang - Abbildung 5, Anhang - Tabelle 24 ff).

Die Bestimmung der Druckfestigkeit von ein, vier bzw. sechs Jahre alten Proben zeigte, dass eine über das erwartete Maß hinausgehende Verfestigung stattgefunden hatte (siehe Abbildung 86). Die über 91 Tage hinausgehende Druckfestigkeitsentwicklung konnte mit der vorgestellten Fitfunktion nicht abgebildet werden. Der bei Darstellung der Zeitachse im Wurzel-Maßstab nahezu lineare Anstieg der Druckfestigkeit im hohen Alter (siehe Abbildung 84) deutet auf eine diffusionskontrollierte Verfestigung der Probekörper hin. Die Ergebnisse der ^{29}Si -MAS-NMR-Untersuchungen zeigten in diesem Zeitraum eine deutliche Zunahme der mittleren Kettenlänge der CSH-Phasen. Offensichtlich nimmt die Festigkeit mit der mittleren Kettenlänge der CSH-Phasen zu. Dieser Zusammenhang bestätigt die Untersuchungsergebnisse von Zanni et. al. [31], wurde jedoch im Rahmen dieser Arbeit nicht eingehender untersucht, so dass hier weiterführende Langzeituntersuchungen erforderlich sind.

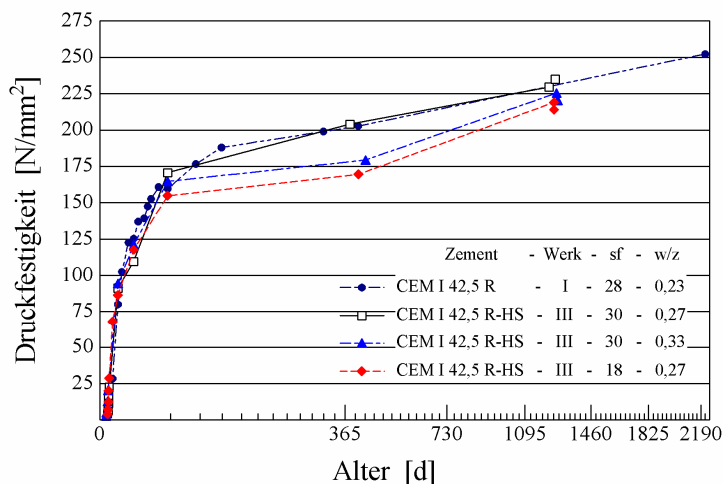


Abbildung 86: Langfristige Druckfestigkeitsentwicklung (konservierende Lagerung bei 20°C) unterschiedlichster UHFB in Abhängigkeit des verwendeten Portlandzementes und der Matrixzusammensetzung (Zeitachse im Wurzel-Maßstab)

Während der Einfluss der Ausgangsstoffe und der Matrixzusammensetzung im hohen Alter an Bedeutung verlor, kann die Enddruckfestigkeit anhand der vorliegenden Ergebnisse an bis zu 6 Jahren alten Probekörpern noch nicht abgeschätzt werden.

4.4.3 Statischer E-Modul

Die genaue Kenntnis der Entwicklung des statischen E-Moduls war die Voraussetzung zur Berechnung der theoretischen Zwangsspannungen (siehe Gleichung 18 und Gleichung 23) und somit des Spannungsabbaus infolge Kriechen und Relaxation. Aufgrund der im jungen Alter vorliegenden Kombination aus hohem Relaxationsvermögen des UHFBS und der auf die Festigkeit bezogenen hohen Zwangbeanspruchung war es erforderlich, die Entwicklung des statischen E-Moduls im Alter von bis zu einem Tag möglichst genau im Versuch zu bestimmen bzw. mit Hilfe der Fitfunktion (siehe Gleichung 21) zu beschreiben. Aus diesem Grund wurde während des ersten Tages eine besonders hohe Messdichte gewählt (siehe Abbildung 87). Da dieser Untersuchungsschwerpunkt nur bei Versuchsreihe 2 relevant war, wurde nur hier dieser hohe Aufwand an Messungen und Berechnungen betrieben.

Die Messwerte sowie die mittels Fitfunktion berechnete zeitliche Entwicklung des statischen E-Moduls (gewähltes Zeitintervall: 5 Minuten) wurden in Abbildung 87 dargestellt und zeigen zu jedem Messzeitpunkt eine sehr gute Übereinstimmung. Die für die Berechnung mittels Fitfunktion erforderlichen Faktoren aller Betone wurden in Tabelle 14 zusammengefasst. Die ebenfalls daraus ersichtliche Zeitdifferenz zwischen t_1 , dem Beginn der E-Modul-Entwicklung, und t_0 , dem Erstarrungsende der Betone, wurde in dieser Größenordnung bei der Messung der Zwangsspannungen bestätigt. Die Entwicklung der Zwangsspannungen im Reißrahmen begann gegenüber der Erstarrung bzw. der Entwicklung der autogenen Verformungen aufgrund der zeitlich verzögerten E-Modul-Entwicklung um bis zu zwei Stunden später (siehe Abbildung 92).

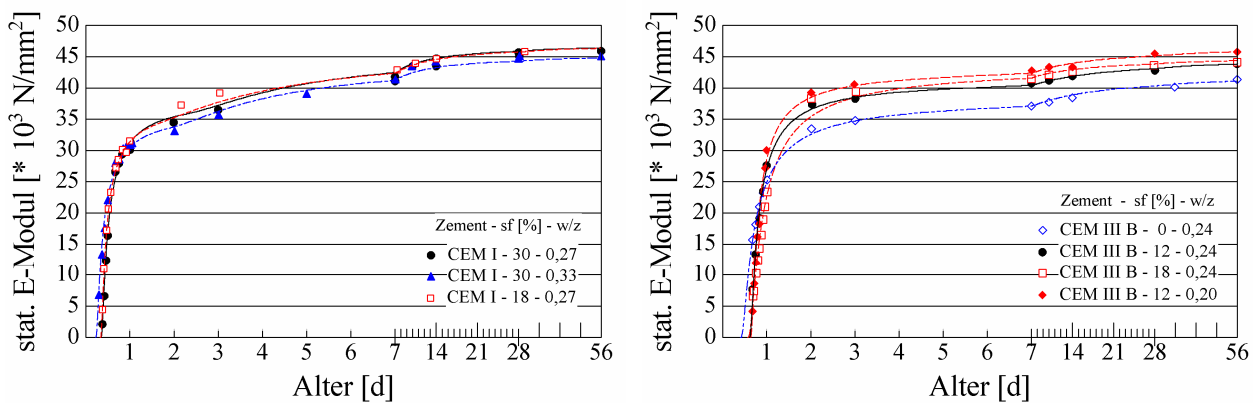


Abbildung 87: Mittels Fitfunktion berechnete zeitliche Entwicklung des stat. E-Moduls sowie Messwerte der UHFB aus Versuchsreihe 2 in Abhängigkeit der Zementart, des w/z-Wertes und Silikastaubgehaltes (siehe Legenden)

Tabelle 14: Faktoren zur Berechnung der Entwicklung des stat. E-Moduls der UHFB aus Versuchsreihe 2 mittels der Fitfunktion (siehe Gleichung 21)

UHFB	t_0 [d]	w/z	sf [%]	t_1 [d]	S_1 [N/mm ²]	f_1 [-]	t_{II} [d]	S_{II} [N/mm ²]	f_{II} [-]
CEM I 42,5 R-HS Werk III	0,27	0,27	30	0,33	38500	0,14	1,80	8500	2,3
	0,30	0,27	18	0,32	37500	0,12	1,00	9500	2,5
	0,20	0,33	30	0,21	36500	0,14	1,50	8800	2,0
CEM III B 42,5 NW/HS Werk IV	0,44	0,24	12	0,59	41400	0,175	3,00	3300	10
	0,42	0,20	12	0,61	43200	0,16	3,00	3300	8
	0,35	0,24	18	0,54	43500	0,30	2,00	1500	12
	0,31	0,24	0	0,38	38500	0,27	3,40	3500	9

Der statische E-Modul der UHFB mit Hochofenzement entwickelte sich etwas schneller als der der UFHB mit Portlandzement. Dies ist auch gut anhand der in Tabelle 14 dargestellten höheren S_1 -Werte der UHFB mit Hochofenzement erkennbar. Bereits nach 7 Tagen konnte kein Einfluss der Zementart auf die Entwicklung des statischen E-Moduls mehr festgestellt werden. Lediglich der UHFB mit Hochofenzement ohne Silikastaub wies ab einem Alter von zwei Tagen einen um 5 000 N/mm² geringeren stat. E-Modul auf. Nach 56 Tagen lagen die statischen E-Moduln aller UHFB aus Versuchsreihe 2 mit Ausnahme des UHFBs ohne Silikastaub unabhängig von der Zementart, dem w/z-Wert und dem Silikastaubgehalt auf dem Niveau von 45 000 N/mm² (siehe Abbildung 87).

4.4.4 Spaltzugfestigkeit

Für die Berechnung der zentrischen Zugfestigkeit f_{ct} anhand der charakteristischen Druckfestigkeit f_{ck} gibt es verschiedene Ansätze. Während Rimmel einen logarithmischen Ansatz beschreibt, legen die Normen DIN 1045-1 und MC 90 einen exponentiellen Ansatz (siehe Gleichung 22) zugrunde. Rimmel gibt jedoch zu bedenken, dass gerade bei hochfesten Betonen mit einer Druckfestigkeit > 80 N/mm² die Gleichung 22 die Zugfestigkeit des Betons überschätzt. Beide Normen berücksichtigen eine große Streubreite der berechneten Zugfestigkeiten und begründen diese durch Einflüsse aus z. B. der Form und Oberfläche der verwendeten Zuschläge. Zur Berechnung der mittleren Zugfestigkeit von Normalbeton wird ein Faktor a von 0,30 verwendet. Die obere Grenze wird über den Faktor $a = 0,40$ definiert: Nachfolgend wurde die Übertragbarkeit der Gleichung 22 auf den ultrahochfesten Beton anhand von eigenen Messwerten überprüft.

$$\max f_{ct} = a \cdot f_{ck}^{2/3} \quad [\text{N/mm}^2] \quad \text{Gleichung 22}$$

$a =$ 0,40 hier: wurde die obere Grenze der normativen Festlegung verwendet
0,30 zur Berechnung der mittleren Zugfestigkeit von Normalbeton

Die berechneten zentrischen Zugfestigkeiten wurden um den Faktor von 1,1 erhöht, so dass die Beurteilung über den direkten Vergleich mit den gemessenen Spaltzugfestigkeiten gewährleistet werden konnte. Der Faktor stützt sich auf das in der Literatur [82] genannte Verhältnis zwischen Spaltzug- und zentrischer Zugfestigkeit von 1,1 : 1 bei hochfestem Beton.

Wie Abbildung 88 zeigt, liegt diese Abschätzung für den UHFB selbst bei hohen Druckfestigkeiten auf der sicheren Seite. Die Begründung für die Wahl von $a = 0,40$ lag in der Kombination aus geringer Zuschlaggröße, hervorragender Kontaktzone und geringem Anteil an Fehlstellen des ultrahochfesten Betons.

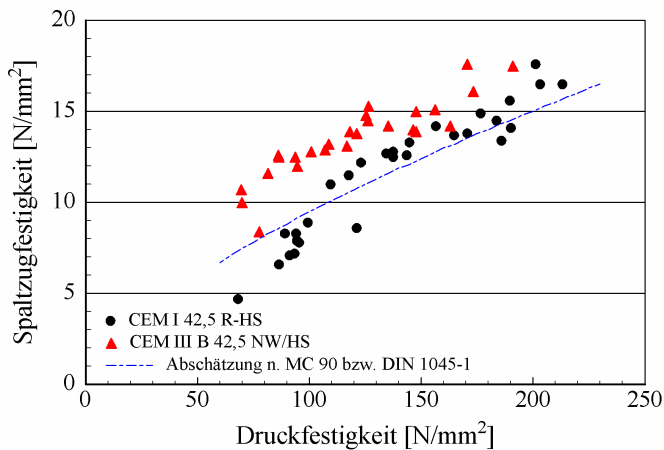


Abbildung 88: Zusammenhang zwischen Druckfestigkeit und Spaltzugfestigkeit der Versuchsreihen 1 und 2 in Abhängigkeit der Zementart (UHFB ohne Fasern; Lagerung 20 °C; Betonalter 2-90 d)

Leider fallen gerade im jungen Alter des UHFBs die Abweichungen zwischen berechneter und gemessener Spaltzugfestigkeit größer aus, so dass die Gefahr der Rissbildung in diesem Zeitraum nicht anhand der mittels Gleichung 22 berechneten Zugfestigkeiten beurteilt werden kann. Deswegen war es erforderlich, die Zugfestigkeit bzw. Spaltzugfestigkeit im jungen Alter von bis zu einem Tag möglichst genau im Versuch zu bestimmen und die zeitliche Entwicklung mit Hilfe der Fitfunktion (siehe Gleichung 21) zu beschreiben.

Da die Bestimmung der zentrischen Zugfestigkeit mit einem hohen messtechnischen Aufwand verbunden ist, hat sich das Ableiten der Zugfestigkeit anhand der leichter zu bestimmenden Spaltzugfestigkeit etabliert. Üblicherweise entspricht die Zugfestigkeit dem 0,9fachen der Spaltzugfestigkeit. Dies Verhältnis trifft im jungen Alter aufgrund der gegenüber der Zugfestigkeit langsameren Entwicklung der Druckfestigkeit nicht zu. Die mit Druckspannungen verbundene Lasteinleitung bei der Spaltzugprüfung liefert deswegen im jungen Alter gegenüber der zentrischen Zugprüfung geringere Festigkeiten.

Am Beispiel der UHFB-Ausgangsrezeptur der Versuchsreihe 2 wurde das Verhältnis der Spaltzugfestigkeit zur zentrischen Zugfestigkeit im Alter von ein bzw. drei Tagen im Versuch bestimmt. Die Versuchsergebnisse bestätigen den beschriebenen Effekt (siehe Abbildung 89). Im Alter von nur einem Tag entsprach die zentrische Zugfestigkeit etwa dem 1,3fachen Wert der

Spaltzugfestigkeit. Bereits im Betonalter von drei Tagen lagen die zentrische Zugfestigkeit und die Spaltzugfestigkeit auf dem gleichen hohen Niveau von 9 N/mm².

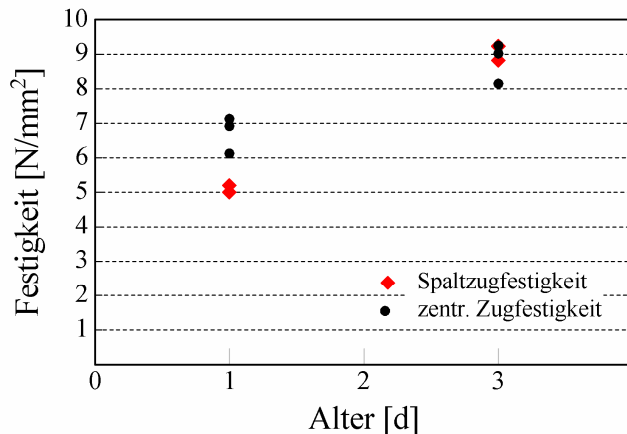


Abbildung 89: Verhältnis zwischen Spaltzug- und zentrischer Zugfestigkeit beim Ausgangsbeton der 2-ten Versuchsreihe (CEM I – 30 % sf – w/z = 0,27) im jungen Alter

Aufgrund dieser Ergebnisse konnte die Beurteilung der Gefahr der Rissbildung anhand des Verhältnisses von Zwangspannung zu Spaltzugfestigkeit im Alter von bis zu drei Tagen als auf der sicheren Seite liegend betrachtet werden.

Die mittels Fitfunktion beschriebene zeitliche Entwicklung der Spaltzugfestigkeit zeigte insbesondere im Alter von bis zu zwei Tagen eine sehr gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen (vgl. Abbildung 90). Die für die Berechnung erforderlichen Faktoren wurden für die UHFB der Versuchsreihe 2 im Anhang (Anhang - Tabelle 26) dargestellt.

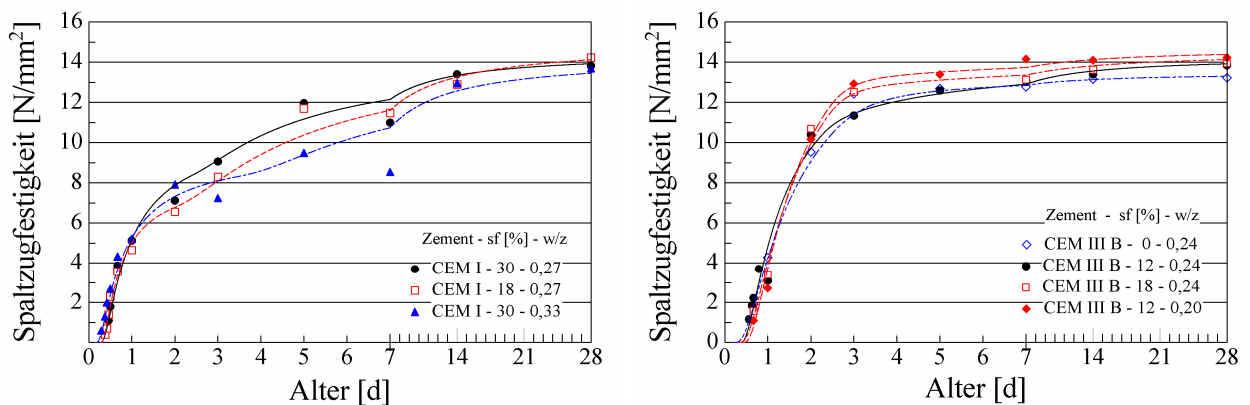


Abbildung 90: Mittels Fitfunktion berechnete zeitliche Entwicklung der Spaltzugfestigkeit sowie Messwerte der UHFB aus Versuchsreihe 2 in Abhängigkeit der Zementart, des w/z-Wertes und Silikastaubgehaltes (siehe Legenden)

Die Entwicklung der Spaltzugfestigkeit schritt bei den UHFB mit Hochofenzement im Zeitraum 1 bis 5 Tage gegenüber denen mit Portlandzement schneller voran (siehe Abbildung 90). Die 3-Tage-Spaltzugfestigkeiten der UHFB mit Hochofenzement lagen aufgrund dessen mit 12 gegenüber 8 N/mm² bei Verwendung von Portlandzement signifikant höher.

Der Einfluss des Silikastaubgehaltes und des w/z-Wertes war bei beiden Zementen nicht signifikant. Lediglich im Zeitraum von 3 bis 7 Tage fielen die Spaltzugfestigkeiten bei höheren w/z-Werten und geringeren Silikastaubgehalten tendenziell kleiner aus. Die 28-Tage-Spaltzugfestigkeiten aller UHFB aus der 2-ten Versuchsreihe lagen unabhängig von der verwendeten Zementart, dem w/z-Wert und dem Silikastaubgehalt auf dem gleichen hohen Niveau von 14 N/mm².

4.5 Gefahr der Rissbildung bei Zwangbeanspruchung

4.5.1 Allgemeines

Ultrahochfeste Betone weisen im Zuge der Erhärtung hohe autogene Schwindverformungen auf. Ursache hierfür sind die für UHFB typischen betontechnologischen Merkmale wie ein geringer Anteil an Gesteinskörnung (Sandanteil < 400 l/m³), ein niedriger w/z-Wert und ein hoher Silikastaubgehalt. Die Behinderung dieser Schwindverformungen durch eine steife Schalung oder den Untergrund führt zur Entstehung von Zwangspannungen. Übersteigt die Zwangspannung zu einem beliebigen Zeitpunkt die Betonzugfestigkeit, so kommt es zur Trennrissbildung. Insbesondere im jungen Alter kann die Behinderung der autogenen Schwindverformungen zu Rissen führen. Wegen des bereits vorhandenen E-Moduls entstehenden Zwangspannungen, die aufgrund der zeitlich verzögerten Zugfestigkeitsentwicklung nicht aufgenommen werden können.

Um die hohe Gefügedichte der UHFB bei der Beurteilung der Dauerhaftigkeit von Bauteilen berücksichtigen zu können, muss eine Rissbildung z. B. infolge von Zwangspannungen im jungen Alter ausgeschlossen werden können.

Ziel dieser Untersuchungen war es, den Einfluss der betontechnologischen Maßnahmen wie Zementart, niedrige w/z-Werte, hohe Silikastaubgehalte und hochwirksame FM-Wirkstoffe auf die Entwicklung der Schwindverformungen und der bei Behinderung resultierenden Zwangspannungen bei UHFB quantitativ zu erfassen. Aus den gewonnenen Erkenntnissen sollten Empfehlungen zur Verminderung der Gefahr der Rissbildung und somit zur Herstellung von dauerhaften Bauteilen aus UHFB abgeleitet werden. Die Beurteilung der Gefahr der Rissbildung erfolgte anhand des Quotienten aus Zwangspannung und Spaltzugfestigkeit, der nachfolgend als Beanspruchungsgrad bezeichnet wird.

Da die Zwangspannungen den Beton über mehrere Stunden und Tage belasten wurde die Frage der Zeitstandszugfestigkeit von UHFB anhand von Angaben aus der Literatur [82] zum hochfesten Beton abgeschätzt. Nach Rinder [82] beeinflussen je nach Höhe der Beanspruchung unterschiedliche Faktoren die Zeitstandszugfestigkeit von hochfestem Beton. Wie bereits in Abschnitt 2.4.1.3 erläutert, wird bei hoher Beanspruchung und frühzeitigem Versagen die Zeitstandfestigkeit durch das Kriechverhalten bestimmt. Dagegen nähert sich bei niedrigen Beanspruchungen das Kriechmaß der Spannungsproportionalität an, so dass die Entwicklung der Festigkeit und des E-Moduls die Zeitstandszugfestigkeit dominieren.

Im nachfolgenden Schaubild wurde die Vorgehensweise bei der Untersuchung der Rissgefahr sowie die Verknüpfungen zwischen Verformungen, mechanischen Eigenschaften, Zwangsspannungen und dem Spannungsabbau durch Kriechen und Relaxation bildlich dargestellt.

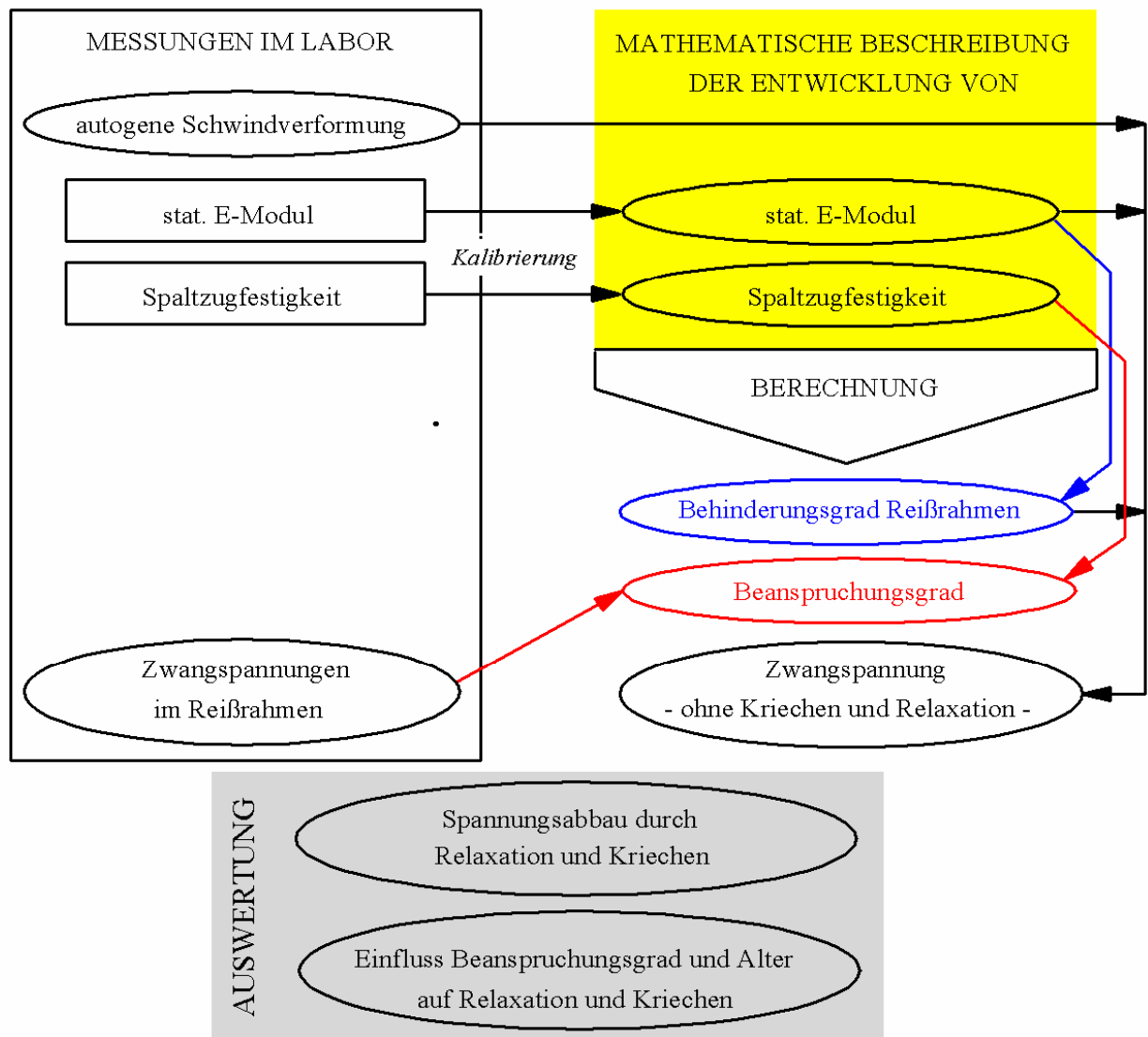


Abbildung 91: Vorgehensweise bei der Quantifizierung des Spannungsabbaus infolge Relaxation und Kriechen sowie Beurteilung der maßgebenden Parameter während der Erhärtung von ultrahochfestem Beton unter Zwangbeanspruchung

Die untersuchten UHF (Versuchsreihe 2, siehe Tabelle 3) mit einer bei 20 °C-Lagerung angestrebten 28-Tage-Druckfestigkeit von 180 N/mm² wurden in Abhängigkeit des eingesetzten Zementes in zwei Arten eingeteilt. Beton I mit Portlandzement wies geringere Zementgehalte, höhere w/z-Werte und höhere Silikastaubgehalte als Beton II mit Hochofenzement auf (siehe Tabelle 5). Innerhalb einer Betonart wurde das Bindemittelleimvolumen bestehend aus Zement, Silikastaub und Wasser konstant gehalten, so dass eine Beeinflussung des autogenen Schwindmaßes durch die Größe des schwindfähigen Volumens ausgeschlossen wurde.

4.5.2 Entwicklung der autogenen Schwindverformungen

Die Frischbetontemperatur lag nach dem Mischvorgang aufgrund der hohen Mischintensität und den ersten chemischen Reaktionen bei 28 bis 30 °C. Während der anschließenden Ruheperiode kühlten die Probekörper infolge der geringen Probekörperabmessung auf die Umgebungstemperatur von 20 °C ab. Mit fortschreitender Zementhydratation konnte zu Beginn der Beschleunigungsperiode nach ca. 6 Stunden beim Portlandzement bzw. 9 Stunden beim Hochofenzement trotz der geringen Probenabmessungen ein Anstieg der Temperatur von etwa 1,5 K gemessen werden (vgl. Abbildung 92). Die zeitliche Verzögerung der Beschleunigungsperiode gegenüber den Angaben aus der Literatur [109, 110] zur Zementhydratation ist auf den eingesetzten FM-Wirkstoff bzw. die FM-Dosierung zurückzuführen.

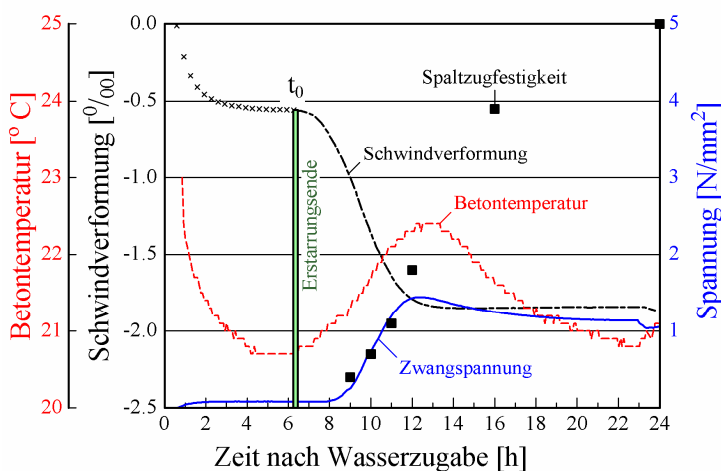


Abbildung 92: Zusammenhang zwischen Erstarrungsende t_0 und der Entwicklung der Betontemperatur, der autogenen Schwindverformung, der Zwangsspannung sowie der Spaltzugfestigkeit von UHFB im jungen Alter (konservierende Lagerung)

Da Beton im jungen Alter (bis 12 Stunden) keinen konstanten Wärmeausdehnungskoeffizienten besitzt und der maximale Temperaturanstieg infolge Hydratation unter den gewählten Randbedingungen nur 1,7 K betrug, wurde auf eine Berücksichtigung der Temperaturverformung bei Angabe der autogenen Schwindverformungen verzichtet. Legt man einen konstanten Wärmeausdehnungskoeffizienten α_T von $1,2 \cdot 10^{-5}$ 1/K zugrunde, würde die Berücksichtigung der Verformung infolge Temperatur eine Abweichung von 1,5 % des gemessenen Wertes bewirken.

In der Anfangsphase konnte eine starke Verkürzung des Betons beobachtet werden, die nach ca. 4 Stunden zum Stillstand kam. Offensichtlich war diese neben den temperaturbedingten Formänderungen infolge Abkühlens des Frischbetons um knapp 10 K maßgeblich auf plastische und erste chemische Schwindverformungen zurückzuführen (vgl. Abbildung 92).

Um die Bedeutung der frühen Verkürzung beurteilen zu können, wurde gleichzeitig das Erstarrungsverhalten mit dem Vicat-Gerät bestimmt. Das Erstarrungsende erfolgte erst rund zwei Stunden nach dem Abklingen der frühen Verkürzung und fiel exakt mit dem Temperaturanstieg infolge einsetzender Hydratation zusammen (siehe Abbildung 92).

Da die Erstarrung erst im Anschluss an das Abklingen der frühen Verkürzung erfolgte, wurde als Bezugsgröße die Länge des Probekörpers zum Zeitpunkt des Temperaturanstiegs (t_0) gewählt. Dieser Zeitpunkt t_0 entspricht dem Beginn der Beschleunigungsperiode der Zementhydratation.

In der Beschleunigungsperiode der Zementhydratation wird anfangs weiterer Ettringit und nach dem Verbrauch des zugesetzten Sulfats Monosulfat und Calciumaluminathydrat gebildet [109]. Außerdem entstehen größere Mengen von Calciumsilicathydrat, welche zum Aufbau des Gefüges führen und mit einer weiteren Volumenverminderung verbunden sind. Gleichzeitig entsteht auch weiterer Portlandit, welcher seinerseits mit dem Silikastaub reagiert und feste CSH-Phasen bildet. Diese puzzolanische Reaktion hat ebenfalls eine Volumenverminderung zur Folge [111].

4.5.2.1 Einfluss der Zementart

Die Zementart wirkte sich signifikant auf die autogene Schwindverformung aus. So zeigten die UHFB mit Portlandzement gegenüber denen mit Hochofenzement trotz geringerer Zementgehalte eine mit -1,3 ‰ doppelt so hohe Verkürzung innerhalb des ersten Tages (siehe Abbildung 93).

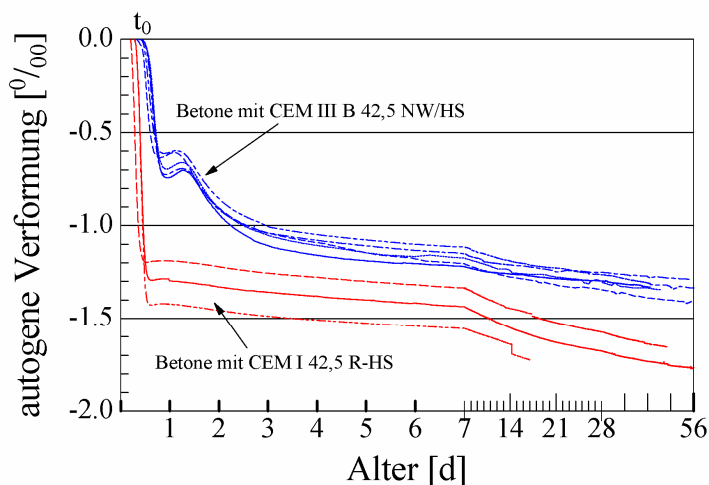


Abbildung 93: Zeitliche Entwicklung der autogenen Verformung in Abhängigkeit der Zementart

Die UHFB mit Hochofenzement zeigten alle nach einem ausgeprägten Schwinden innerhalb der ersten 20 Stunden ein geringes Quellen. Die Ursache könnte in dem in Abschnitt 2.4.1.1 beschriebenen Effekt liegen, wonach mit höherem $\text{SO}_3 / \text{K}_2\text{O}$ -Verhältnis die Quellverformungen zunehmen. Der Hochofenzement wies ein gegenüber dem Portlandzement 1,7fach höheres $\text{SO}_3 / \text{K}_2\text{O}$ -Verhältnis auf (siehe Anhang – Tabelle 4). Nach dieser etwa 10 Stunden andauernden Quellphase setzten sich die Schwindverformungen fort.

Bei beiden Zementen waren die autogenen Schwindverformungen nach 56 Tagen noch nicht abgeklungen. Die durchschnittliche autogene Schwindverformung der UHFB mit Portlandzement lag auch nach 56 Tagen mit -1,7 ‰ gegenüber -1,3 ‰ deutlich höher als die der UHFB mit Hochofenzement (vgl. Abbildung 93).

4.5.2.2 Einfluss des w/z-Wertes und des Silikastaubgehaltes

Bei dem UHFB mit Portlandzement führte ein höherer w/z-Wert von 0,33 gegenüber 0,27 zu einer um 0,1 ‰ geringeren Schwindverformung (Abbildung 94). Dieser Unterschied trat bereits nach 12 bis 15 Stunden auf und blieb anschließend während der gesamten Messzeit konstant.

Der UHFB mit dem niedrigsten Silikastaubgehalt von 18 gegenüber 30 M.-% bez. a. Z. zeigte in sehr jungem Alter eine um 0,1 ‰ größere autogene Verformung (Abbildung 94). Offensichtlich lag es an dem bei gleichem Bindemittelleimvolumen höheren Zementgehalt der Mischung mit weniger Silikastaub. Angaben aus der Literatur [111], wonach die Zementhydratation gegenüber der puzzolanischen Reaktion einen größeren Beitrag zum Schwinden liefert, bestätigen dies Versuchsergebnis. Nach der in [111] beschriebenen Berechnung des Schrumpffaktors für Portlandzement in Abhängigkeit der Klinkerphasen ist der Faktor für die Zementhydratation mit 0,191 gegenüber 0,102 für die puzzolanische Reaktion des Silikastaubes beinahe doppelt so groß.

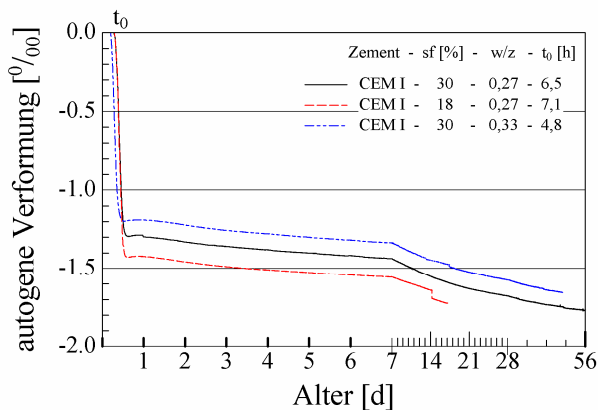


Abbildung 94: Autogene Verformung der UHFB mit Portlandzement in Abhängigkeit des w/z-Wertes und des Silikastaubgehaltes

Die UHFB mit Hochofenzementen wiesen trotz unterschiedlicher w/z-Werte von 0,20 bis 0,24 identische Entwicklungen der autogenen Verformungen auf (vgl. Abbildung 95-links). Der Einfluss aus der Variation des Silikastaubgehaltes wirkte sich bei diesen UHFB im Bereich von 12 bis 18 M.-% bez. a. Z. ebenfalls nicht signifikant auf die autogene Verformung aus (siehe Abbildung 95-rechts). Lediglich der UHFB ohne Silikastaub zeigte eine deutlich geringere autogene Verformung.

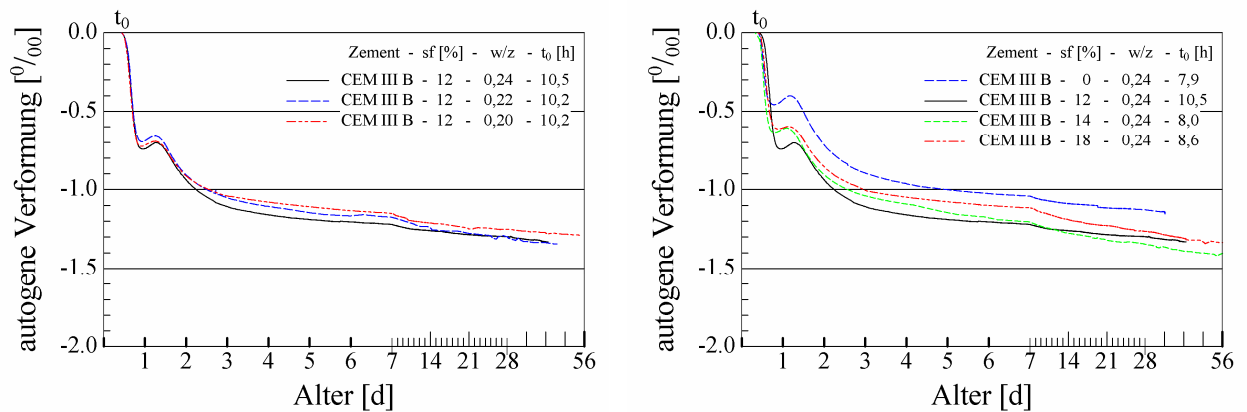


Abbildung 95: Autogene Verformung der UHFB mit Hochofenzement in Abhängigkeit des w/z-Wertes (links) und Silikastaubgehaltes (rechts)

4.5.2.3 Einfluss des FM-Wirkstoffes

Wie bereits erwähnt, wirkte sich der verwendete FM-Wirkstoff auf den Beginn der Beschleunigungsperiode der Zementhydratation und somit das Erstarrungsverhalten bei sonst identischer Mischungszusammensetzung aus (siehe Abbildung 96). Dieser Effekt beeinflusste im sehr jungen Alter (bis 1 d) die autogene Verformung stark. Mit früher einsetzender Erstarrung (t_0) nahmen die für die frühe Rissbildung kritischen autogenen Verformungen im jungen Alter zu. Ursache dafür war die Tatsache, dass der Anteil der chemischen Schwindvorgänge der im plastischen Zustand des UHFBs erfolgte, nicht berücksichtigt wurde, da er für die Entwicklung der Zwangsspannungen keine Rolle spielte.

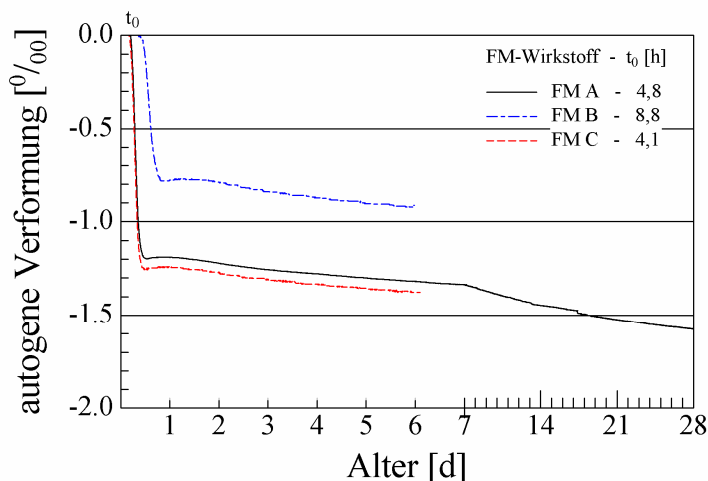


Abbildung 96: Einfluss des FM-Wirkstoffes auf die autogene Verformung im jungen Alter (CEM I 42,5 R-HS – Werk III; w/z = 0,33; sf-Gehalt = 30 M.-% bez. a. Z.)

Beim Vergleich der autogenen Schwindverformungen des UFHB mit Portlandzement und FM B aus Abbildung 96 und den UHFB mit Hochofenzement aus Abbildung 95 zeigte sich, dass bei ähnlichen Erstarrungszeiten t_0 die autogenen Schwindverformungen im jungen Alter von bis zu einem Tag unabhängig von der Zementart in einer ähnlichen Größenordnung lagen.

Dieser Effekt der Erstarrungszeit erklärt auch die gegenüber den Untersuchungen von Habel [79] (siehe Abbildung 38) deutlich höheren autogenen Schwindverformungen. Bei den Untersuchungen von Habel [79] erfolgte die Erstarrung aufgrund des gewählten Fließmittels und der Dosierung erst nach 33 Stunden, so dass die autogenen Schwindverformungen mit nur 0,35 ‰ im Alter von 7 Tagen sehr gering ausfielen (vgl. Abbildung 37).

Der Effekt des Erstarrungszeitpunktes auf die autogene Schwindverformung könnte ein wirksamer Ansatz zur Reduzierung der Gefahr der Rissbildung von Bauteilen aus UHFB infolge behinderter Schwindverformung sein. Hierfür sind jedoch weiterführende Untersuchungen zur Klärung der grundlegenden Mechanismen erforderlich.

4.5.3 Entwicklung der Zwangsspannungen im starren Reißrahmen

Der Verlauf der Zwangsspannungsentwicklung ähnelte qualitativ dem Verlauf der autogenen Verformung (vgl. Abbildung 94, Abbildung 95 und Abbildung 97). Die große anfängliche Verkürzung der UHFB mit Portlandzement führte nach 12 Stunden trotz des noch geringen E-Moduls zu einem Ansteigen der Zwangsspannungen (zentrischer Zug) auf 1,3 N/mm² (siehe Abbildung 97).

Bei den UHFB mit Hochofenzement stiegen die Zwangsspannungen innerhalb der ersten 20 Stunden nur auf ca. 0,9 N/mm² an, fielen jedoch infolge der anschließenden geringen Quellverformung bei gleichzeitig steigendem E-Modul auf ca. 0,3 N/mm² ab (siehe Abbildung 97). Im Zuge der weiteren Hydratation stiegen die Zwangsspannungen bei den UHFB mit Hochofenzement deutlich schneller an (siehe Abbildung 97). Dies war auf die hohen autogenen Schwindverformungsanteile der UHFB mit Hochofenzement im fortgeschrittenen Betonalter und des damit verbundenen höheren statischen E-Moduls sowie geringeren Relaxationsvermögens zurückzuführen. Nach 1,5 Tagen, zu Beginn der weiteren Schwindverformung, betrug der statische E-Modul der UHFB mit Hochofenzement bereits 35 000 N/mm² (siehe Abbildung 87).

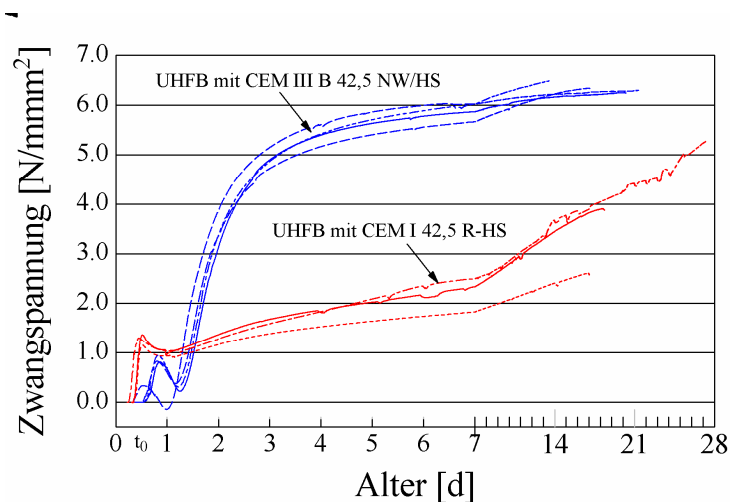


Abbildung 97: Einfluss der Zementart auf die Entwicklung der Zwangsspannungen bei UHFB infolge Behinderung der autogenen Verformung im starren Reißrahmen (Behinderungsgrad > 80 %; konservierende Lagerung bei 20 °C)

4.5.4 Berechnung der theoretischen Zwangsspannungen

Im Folgenden wurden die theoretischen Zwangsspannungen ohne Berücksichtigung von Kriechen und Relaxation aus dem zeitlichen Verlauf der freien, autogenen Verformung, des statischen E-Moduls und des Behinderungsgrades im starren Reißrahmen nach Gleichung 23 berechnet.

$$\sigma_{\text{theor. Zwang}} = \sum_{i=1}^n \delta_{i-0,5} \cdot (\varepsilon_i - \varepsilon_{i-1}) \cdot E_{i-0,5} \quad \text{Gleichung 23}$$

$\sigma_{\text{theor. Zwang}}$:	theoretische Zwangsspannung
δ :	Behinderungsgrad des Reißrahmens
ε :	Schwindverformung
E :	stat. E-Modul

Bekannterweise liegt bei Normalbeton und hochfestem Beton der Elastizitätsmodul bei Zugbeanspruchung rund 15 % über dem bei Druckbeanspruchung. Ergebnisse einer Einzelmessung, bei der der statische E-Modul unter Zugbeanspruchung mit 54 400 gegenüber 48 000 N/mm² bei Druckbeanspruchung um 13 % höher ausfiel, lassen darauf schließen, dass auch auf den UHFB ein ähnliches Verhältnis übertragbar ist.

Bei der Berechnung der theoretischen Zwangsspannungen wurde dies nicht berücksichtigt, da der genaue Prozentsatz bei UHFB weder aus den Literaturangaben zu entnehmen noch durch eine ausreichende Anzahl eigener Messwerte belegt werden konnte. Dies hatte zur Folge, dass die theoretischen Zwangsspannungen um diesen Prozentsatz zu gering berechnet wurden. In Abbildung 98 wurden exemplarisch die Entwicklung der autogenen Verformung und des statischen E-Moduls sowie der daraus berechneten theoretischen Zwangsspannungen der beiden Ausgangsbetone aus Versuchsreihe 2 gegenübergestellt.

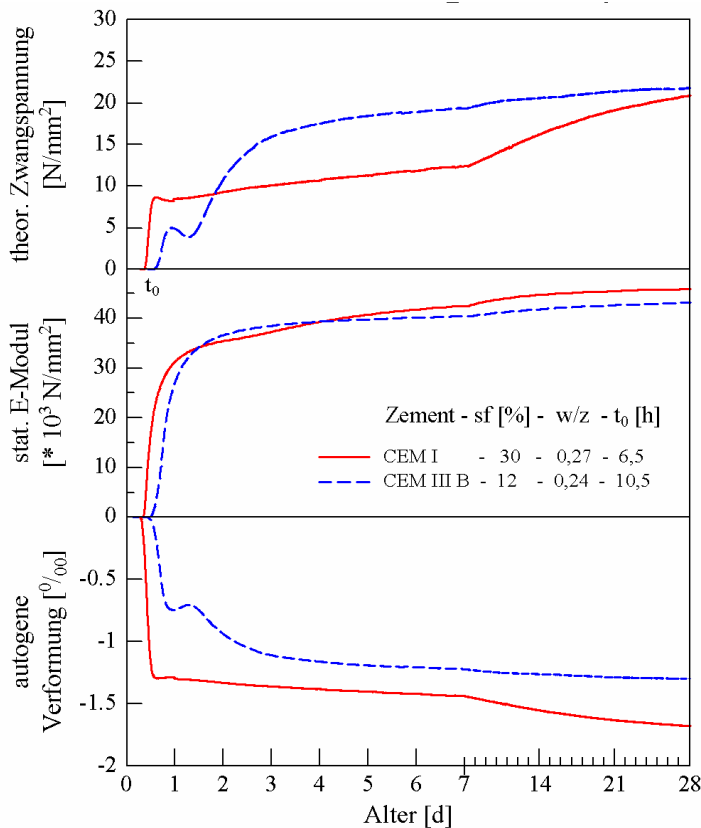


Abbildung 98: Entwicklung der freien autogenen Verformung, des stat. E-Moduls und der theoretischen Zwangsspannungen der Ausgangsbetone aus Versuchsreihe 2

4.5.5 Beurteilung der Gefahr der Rissbildung

4.5.5.1 Allgemeines

Da sich die Zwangbeanspruchung über einen längeren Zeitraum erstreckt, spielt bei der Beurteilung der Gefahr der Rissbildung die Zeitstandzugfestigkeit eine wesentliche Rolle. In Abschnitt 2.4.1.3 wurde das für hochfesten Beton gültige Verhältnis zwischen Zeitstandzugfestigkeit und Kurzzeitzugfestigkeit in Abhängigkeit der Beanspruchungsdauer dargestellt. Eine 80 %-ige Beanspruchung kann demnach dauerhaft ertragen werden, eine 90 %-ige Beanspruchung führt dagegen bereits nach weniger als drei Stunden zum Zugversagen (siehe Abbildung 41). Aufgrund der gegenüber hochfestem Beton höheren Homogenität und festeren Kontaktzone können diese Erkenntnisse als auf der sicheren Seite liegend auf den UHFB übertragen werden.

Nachfolgend erfolgte die Beurteilung der Gefahr der Rissbildung von UHFB anhand des Verhältnisses zwischen Zwangsspannung und Spaltzugfestigkeit. Bis zu einem Alter von drei Tagen fiel die Spaltzugfestigkeit geringer als die Zugfestigkeit aus (siehe Abbildung 89), so dass in diesem Zeitraum bei dieser Verfahrensweise die Gefahr der Rissbildung leicht überschätzt wurde. Im hohen Alter dagegen liegt die Spaltzugfestigkeit von Beton bekannterweise etwa 10 % über der Zugfestigkeit, so dass hier die Beanspruchung unterschätzt wurde.

Da Bauteile aus UHFB in naher Zukunft voraussichtlich ausschließlich im Fertigteilwerk hergestellt werden, ist die Gefahr der Rissbildung infolge einer Zwangbeanspruchung bei Behinderung der autogenen Schwindverformung in einem Alter von über einem Tag nur von wissenschaftlichem Interesse und hier der Vollständigkeit halber dargestellt.

4.5.5.2 Einfluss der Zementart, des w/z-Wertes und des Silikastaubgehaltes

Zur Beurteilung der Rissgefahr der ultrahochfesten Betone wurde der berechnete zeitliche Verlauf des Beanspruchungsgrades ($\sigma_{Zwang} / \sigma_{ct,sp}$) und die zu ausgewählten Zeitpunkten bestimmten Versuchswerte in Abbildung 99 dargestellt. Zu jedem Zeitpunkt fand bei allen UHFB eine gute Übereinstimmung zwischen den Messwerten und den rechnerischen Verläufen statt.

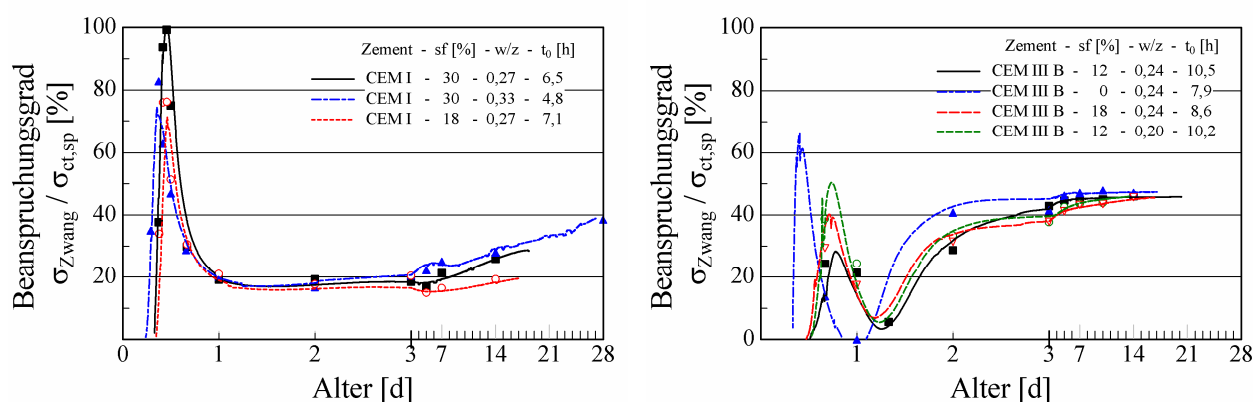


Abbildung 99: Zeitlicher Verlauf des Beanspruchungsgrades infolge von Zwangspannungen der UHFB mit Portlandzement (links) und Hochofenzement (rechts)

Die Auswertung ergab, dass bei den UHFB mit Portlandzement die Gefahr der Rissbildung in den ersten 9 bis 13 Stunden mit einem Beanspruchungsgrad von über 75 % sehr hoch war. Berücksichtigt man den Zeitpunkt der Erstarrung, so kann der kritische Zeitraum mit 2 bis 8 Stunden nach Erstarrungsende angegeben werden.

Der Ausgangsbeton mit Portlandzement erfuhr aufgrund seiner Kombination aus hohem Silikastaubgehalt und geringem w/z-Wert die größte Zwangbeanspruchung. Für einen Zeitraum von rund drei Stunden war er hohen Beanspruchungsgraden von über 90 % ausgesetzt, so dass er gemäß den Literaturangaben als rissgefährdet beurteilt werden musste. Offensichtlich war der Zeitraum jedoch kurz genug, um nicht zum Versagen zu führen. Anschließend fielen die Beanspruchungsgrade aufgrund der zunehmenden Spaltzugfestigkeit in wenigen Stunden stark ab und erreichten bereits nach einem Tag ein Minimum von weniger als 20 % (siehe Abbildung 82).

Die UHFB mit Hochofenzement erreichten im Alter von 18 Stunden, also rund 9 Stunden nach Erstarrungsende, ihre maximalen Beanspruchungsgrade von nur 30 bis 50 % und waren somit nicht rissgefährdet. Im Falle der UHFB mit Hochofenzement lag das darauf folgende Minimum aufgrund der kurzen Quellphase (siehe Abbildung 95) sogar unter 10 %.

Bis zu einem Alter von zwei Tagen stiegen die Beanspruchungsgrade mit niedrigerem w/z -Wert und höherem Silikastaubgehalt unabhängig von der Zementart an. Bereits nach drei Tagen war dieser Einfluss nur noch gering.

Bei weiterer Erhärtung unter Zwang stieg der Beanspruchungsgrad bei beiden Zementen im Alter von 28 Tagen auf über 40 % an, was jedoch als unkritisch beurteilt werden kann. Für die Herstellung von Fertigteilen aus UHFB ist dies nicht von Bedeutung, da diese in der Regel nach spätestens einem Tag ausgeschalt werden. Maßgebend wären Zwangspannungen im hohen Alter, z. B. bei einer Ertüchtigung von bestehenden Betonbauteilen durch das Aufbringen einer Schicht UHFB. In diesem Fall sollte unbedingt darauf geachtet werden, dass es aufgrund der geometrischen Ausbildung der Querschnittsverstärkung nicht zu einer Überlagerung von Kerbspannungen und Zwangspannungen kommt.

4.5.5.3 Einfluss des FM-Wirkstoffes

Bei Verwendung des Fließmittels C zur Erreichung hoher Frühfestigkeiten entwickelten sich die Zwangspannungen früher mit einer geringfügig höheren Geschwindigkeit. Dadurch kam es im Alter von 6 bzw. 7,5 Stunden, also bereits 1 bzw. 2,5 Stunden nach Erstarrungsende sowohl beim Erst- als auch beim Wiederholungsversuch zur Trennrissbildung (siehe Abbildung 100).

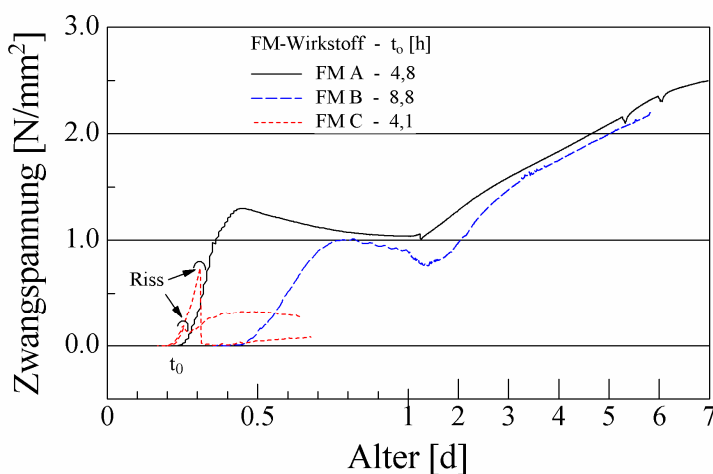


Abbildung 100: Zwangspannungen und Rissbildung in Abhängigkeit des FM-Wirkstoffes (CEM I 42,5 R-HS Werk III; $w/z = 0,33$; sf-Gehalt = 30 M.-% bez. a. Z.)

Offensichtlich konnten bei Einsatz des Fließmittels C mit geringer Verzögerungswirkung aufgrund der schnelleren Erstarrung und des steileren Anstiegs der Zwangspannungen nur ein geringerer Anteil der Zwangspannungen durch Kriechen und Relaxation abgebaut werden. Im Vergleich dazu wurde ebenfalls ein Fließmittel mit bewusst stärkerer Verzögerungswirkung (FM B) eingesetzt. Wie in Abbildung 100 deutlich zu erkennen ist, wurde der Erstarrungszeitpunkt um etwa vier Stunden verzögert. Zusätzlich fiel der Anstieg der Zwangspannungen deutlich flacher aus, so dass der Probekörper rissfrei blieb.

Bereits nach einem Tag war der Einfluss des FM-Wirkstoffes auf die weitere Entwicklung der Zwangspannungen nur noch unwesentlich, was durch den affinen Verlauf der autogenen Schwindverformungen (vgl. Abbildung 96) und die verminderte Relaxationsfähigkeit der UHFB ab diesem Zeitpunkt erklärt werden konnte (siehe Abbildung 103).

4.5.6 Relaxation und Kriechen unter Zwangbeanspruchung

Wird Beton belastet, treten zeitgleich elastische und zeitlich verzögert viskoelastische Verformungen auf. Dabei haben in den ersten Stunden der Hydratation die viskoelastischen Verformungen den größten Anteil an der Gesamtverformung. Dies ist der Grund für einen schnellen Abbau von Spannungen bei Belastung von Beton im jungen Alter.

Gegenüber Normalbeton ist bei UHFB aufgrund des sehr niedrigen Wasser-Bindemittelwertes ein wesentlich geringeres Relaxieren von Spannungen und Kriechen zu erwarten. Insbesondere im jungen Alter des UHFBs – zu einem Zeitpunkt wo die Zementhydratation noch nicht weit fortgeschritten ist – könnte jedoch der wesentlich höhere Leimvolumenanteil und das fehlende Korngerüst zu einer verstärkten Relaxation und höheren Kriechverformungen führen.

Zur Bestimmung des statischen E-Moduls im jungen Alter wurden Probekörper bereits nach etwa 9 Stunden bei Erreichen einer Mindestdruckfestigkeit von ca. 5 N/mm³ belastet. Dabei wurde, um Schäden an den Probekörpern zu vermeiden, die Haltezeit nach Erreichen der Oberspannung von 30 auf 10 Sekunden verkürzt. In Abbildung 101 wurden die während der Haltezeit gemessenen viskoelastischen Verformungen auf die elastische Verformung bezogen. Die Ergebnisse zeigten eine deutliche Verringerung der Kriechverformungen ab einem Alter des UHFBs von einem Tag.

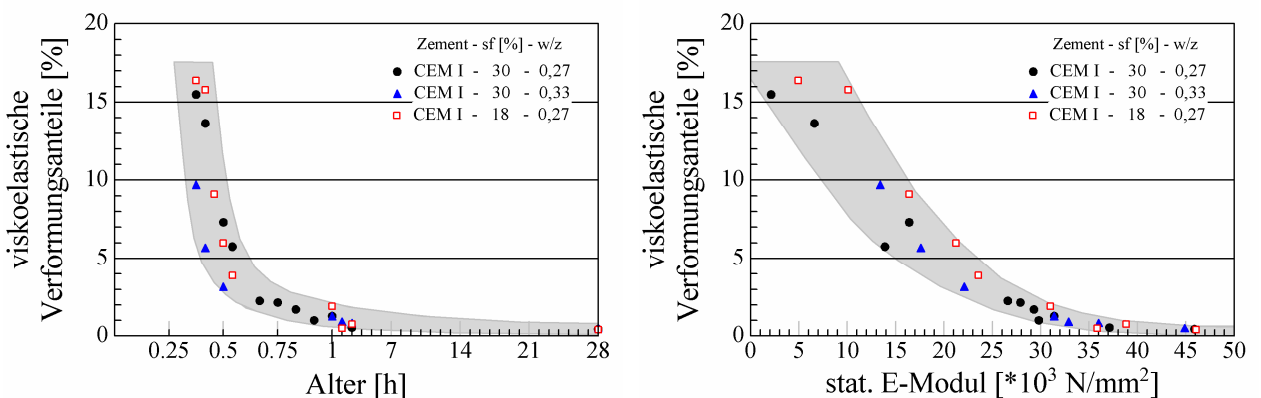


Abbildung 101: Viskoelastische Verformungsanteile bez. auf die elastische Verformung bei einer Druckbeanspruchung von $\frac{1}{3} f_{cm}$ für eine Dauer von 10 sec. in Abhängigkeit des Alters (links) bzw. des stat. E-Moduls (rechts)

Aufgrund des während der Hydratation sich zeitlich ändernden Beanspruchungsgrades ($\sigma_{Zwang} / \sigma_{ct,sp}$) und statischen E-Moduls war es nicht möglich den zeitlichen Verlauf des Spannungsabbaus durch Relaxation und Kriechen unter einer bestimmten Beanspruchung zu

machen. Über den Vergleich der Entwicklung der berechneten, theoretischen Zwangspannungen mit den im Reißrahmen gemessenen Zwangspannungen konnte dieser jedoch qualitativ beschrieben werden.

Während die Differenz zwischen theoretischen und gemessenen Zwangspannungen, als Maß für den Spannungsabbau durch Relaxation und Kriechen, bei den UHFB mit Portlandzement sehr schnell anstieg und nach ca. einem halben Tag annähernd konstant blieb, war dies bei den UHFB mit Hochofenzement erst nach drei Tagen der Fall (vgl. Abbildung 102). Dieses unterschiedliche Verhalten war auf die zeitliche Änderung der Beanspruchungsgrade im jungen Alter zurückzuführen (siehe Abbildung 100), so dass ein direkter Vergleich nicht möglich war.

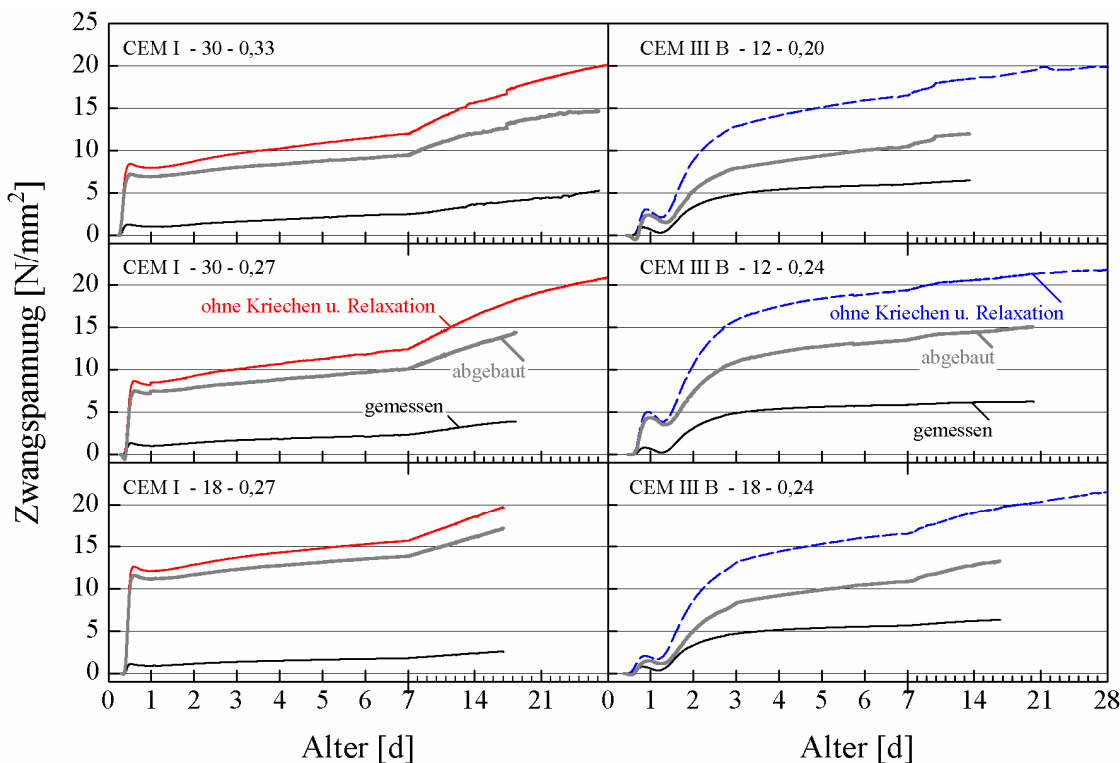


Abbildung 102: Entwicklung der theoretischen und gemessenen sowie der infolge Kriechen und Relaxation abgebauten Zwangspannungen

Anhand der Ergebnisse konnte somit nur der Verlauf der unter diesen bestimmten Versuchsbedingungen (Behinderungsgrad, Lagerung bei 20 °C) relaxierten Zwangspannungen angegeben werden. Innerhalb des ersten Tages wurden beim Ausgangsbeton mit Portlandzement 88,5 % der Zwangspannungen durch Relaxation und Kriechen abgebaut (siehe Tabelle 15).

Tendenziell stieg bei beiden UHFB mit geringerem Silikastaubgehalt die Relaxationsfähigkeit im jungen Alter an. Dieser Trend setzte sich bei den UHFB mit Portlandzement auch im höheren Alter fort, so dass im Falle des geringen Silikastaubgehaltes (18 gegenüber 30 M.-% v. Z.) der Spannungsabbau nach 14 Tagen mit 87,0 gegenüber 78,9 % signifikant höher ausfiel. Bei den UHFB mit Hochofenzement lag dieser unabhängig vom Silikastaubgehalt bei rund 70 %.

Ein höherer w/z-Wert führte nur bei dem UHFB mit Hochofenzement während der gesamten Messzeit zu einem ausgeprägteren Relaxations- und Kriechverhalten.

Tabelle 15: Anteil der durch Kriechen und Relaxation abgebauten Zwangsspannungen in Abhängigkeit der Mischungszusammensetzung und des betrachteten Zeitraums

Bezeichnung UHFB Zement – sf [%] – w/z	Anteil der relax. Spannungen [%]	
	Betrachteter Zeitraum	
	0 - 1 Tag	0 - 14 Tage
CEM I - 30 - 0,27	88,5	78,9
CEM I - 30 - 0,33	87,0	76,7
CEM I - 18 - 0,27	92,3	87,0
CEM III B - 12 - 0,24	86,5	70,1
CEM III B - 18 - 0,24	68,9	67,3
CEM III B - 12 - 0,20	75,3	64,9

Bekannt ist, dass bei hochfestem Beton der Beanspruchungsgrad (Beanspruchung/Betonfestigkeit zum Belastungszeitpunkt), bis zu dem ein annähernd linearer Zusammenhang zwischen kriechezeugender Spannung und Kriechdehnung besteht, über das vom Normalbeton bekannte Niveau von 40 % hinausgeht [112]. Die Grenze hängt wesentlich von der Festigkeit und Porosität des Betons ab. Aufgrund der Zusammensetzung des UHFBs müsste die Spannungslinearität bei UHFB bis zu einem deutlich höheren Niveau gegeben sein.

Die Auswertung in Abbildung 103 bestätigt diese Schlussfolgerung. Selbst bei mehreren Stunden andauernden Beanspruchungsgraden von $\geq 75\%$ konnte kein überproportionaler Anstieg des Spannungsabbaus, der auf ein verstärktes Kriechen schließen lässt, festgestellt werden. Die Affinität zwischen dem Verlauf des Beanspruchungsgrades und der Geschwindigkeit des Spannungsabbaus durch Kriechen und Relaxation war zu jedem Zeitpunkt gegeben.

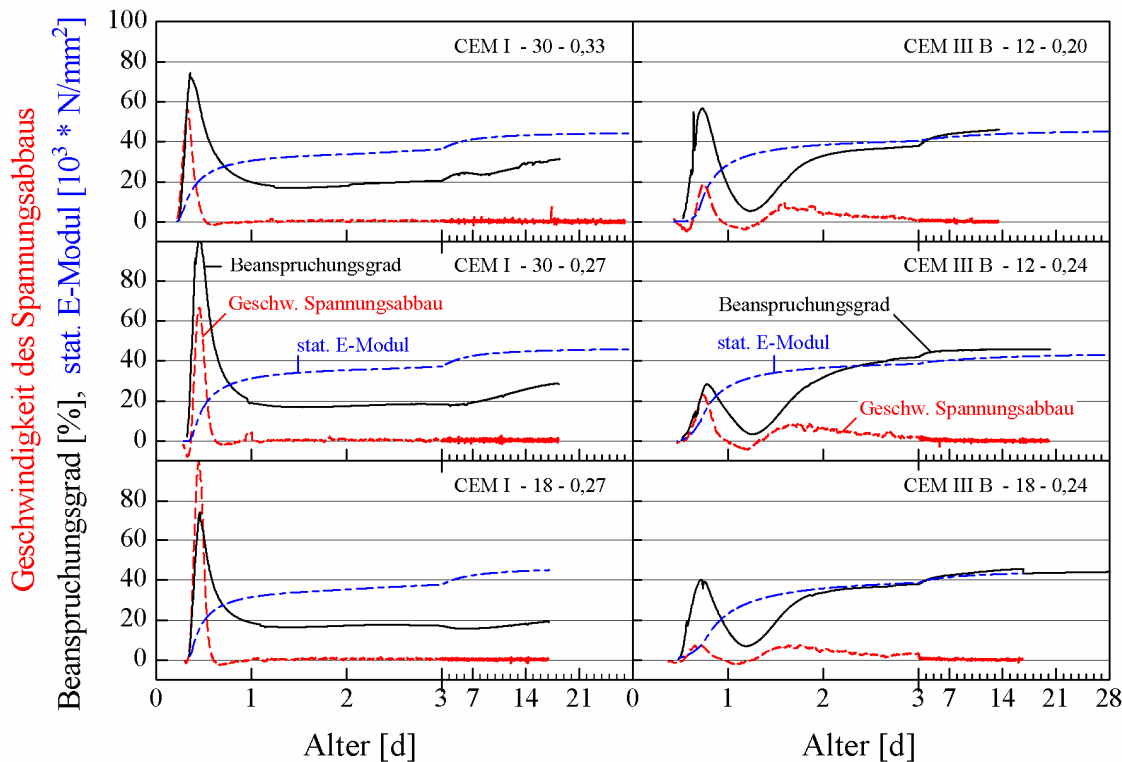


Abbildung 103: Zeitliche Verläufe der Geschwindigkeit des Spannungsabbaus infolge Kriechen und Relaxation, des Beanspruchungsgrades und des statischen E-Moduls

Diese Linearität ist die Voraussetzung für die Anwendung der in den Normen festgelegten Kriechansätze. Während sich der Anwendungsbereich der Normen MC 90 und EC 2 auf Betone üblicher Festigkeit beschränkt, wird dieser in der DIN 1045-1 um den Leichtbeton und den hochfesten Beton ($15 \text{ N/mm}^2 \leq f_{cm} \leq 120 \text{ N/mm}^2$) erweitert. Der wesentliche Unterschied zwischen dem Kriechen bei Normalbeton und hochfestem Beton liegt in der Veränderung des Verhältnisses aus Trocknungskriechen und Grundkriechen, welches mit zunehmender Betonfestigkeit abnimmt [112].

Für die Übertragung dieses Kriechansatzes auf den UHFB ist die genaue Kenntnis der Entwicklung des E-Moduls, der Festigkeit, der Kriechzahl usw. erforderlich. Das Problem der Zwangbeanspruchung im sehr jungen Alter kann damit nicht gelöst werden, da für die Gültigkeit des Kriechansatzes das Belastungsalter $> 1 \text{ d}$ und der Beanspruchungsgrad $< 40 \%$ sein muss. Untersuchungen zum Kriech- und Relaxationsverhalten von Westman [113] stützen diese Einschränkung, da bei Belastung von hochfesten Betonen im sehr jungen Alter ($< 24 \text{ Stunden}$) die Streuungen der Kriechverformungen sehr groß ausfielen. Als maßgebliche Ursache dafür gibt er den Einfluss der FM-Dosierung an. Selbst die franz. Richtlinie [21] gibt genaue Kriechzahlen für UHFB erst ab einem Betonalter von einem Tag an.

4.5.7 Zusammenfassung und Empfehlungen

4.5.7.1 Betontechnologische Möglichkeiten

Folgende betontechnologische Maßnahmen können hinsichtlich der Verminderung der Rissgefahr bei Erhärtung von UHFB unter Zwang in der Reihenfolge ihrer Wirkung genannt werden:

- § Verwendung von Hochofenzementen. Jedoch müssen dann um bis zu 20 % geringere 28-Tage-Druckfestigkeiten in Kauf genommen werden.
- § Verwendung eines FM auf Basis von Polycarboxylatether, welches zu einer mittleren bis langsamen Festigkeitsentwicklung führt (Erstarrungsende sollte frühestens nach 8 Stunden eintreten).
- § Begrenzung des Silikastaubgehaltes auf den für die dichteste Packung erforderlichen Gehalt (empfohlener Gehalt: 24 Vol.-% bezogen auf den durch Zement und Gesteinsmehl eingenommenen Stoffraum).
- § Erhöhung des Sandgehaltes auf den hinsichtlich der Verarbeitbarkeit noch vertretbaren Gehalt (maximaler Sandgehalt je nach Konsistenz des Leimes: 390 bis 410 l/m³).

4.5.7.2 Optimaler Ausschalzeitpunkt und Schalungskonzepte

Der für die Rissbildung unter Laborbedingungen bestimmte kritische Zeitraum deckt sich in etwa bei einer Fertigteilproduktion mit der Verweilzeit des UHFBs in der Schalung. Jedoch können diese Erkenntnisse aufgrund der Eliminierung der Temperaturentwicklung infolge Hydratation (isotherme Lagerung bei 20 °C) nicht direkt auf die Praxis übertragen werden.

Untersuchungen zur Hydratationswärmeentwicklung bei UHFB [59] zeigen, dass sich aufgrund der hohen Zementgehalte Bauteile aus UHFB in Abhängigkeit des Querschnitts und der Schalungsbeschaffenheit um mehr als 40 K erwärmen können. Z. B. erwärmte sich eine Stütze mit einem 40 cm dicken quadratischen Querschnitt in einer Stahlschalung um knapp 20 K [59]. Der Zeitraum zwischen Erstarrungsende und Temperaturmaximum lag nahezu unabhängig von der Querschnittsgeometrie und der Schalungsbeschaffenheit zwischen 8 und 12 Stunden.

Vorausgesetzt, dass während der Erwärmung des Bauteils infolge Hydratation die unten dargestellten Auswirkungen auf Seite der Einwirkung und des Widerstandes sich in etwa aufheben, erhöht sich die Gefahr der Rissbildung in der Praxis nur während der Abkühlphase.

Positiv: Einwirkung - Ausdehnung des Bauteils infolge Temperaturerhöhung
Widerstand – schnellere Zugfestigkeitsentwicklung

Negativ: Einwirkung – schnellere Entwicklung der autogenen Verformungen
– schnellere Entwicklung des statischen E-Moduls

Die Abkühlphase fällt in einen Bereich, wo der UHFB bereits einen hohen E-Modul erreicht hat und die Relaxationsfähigkeit gering ist. Demzufolge führt die Behinderung der Verkürzung infolge einer Abkühlung um 20 K unter realistischen Voraussetzungen, wie bei einem statischen E-Modul von 35 bis 40 000 N/mm² und einem α_T von $1,2 \cdot 10^{-5}$, zu einer zusätzlichen Zugbeanspruchung von etwa 9 N/mm². Da die Summe der resultierenden Zwangsspannungen aus behinderter autogener Schwindverformung und Verkürzung infolge Abkühlung die Zugfestigkeit des UHFB zu diesem Zeitpunkt auf alle Fälle übersteigt, würde es unweigerlich zur Rissbildung kommen.

Die Auswertung der Literatur [59] ergab, dass die maximale Abkühlgeschwindigkeit bei Abfließen der Hydratationswärme zwischen 0,5 bis 1,5 K/h liegt. Wird eine konstante Abkühlgeschwindigkeit von 1 K/h zugrundegelegt, erhöht sich damit die Zwangsspannung infolge Abkühlung nach Überschreiten des Temperaturmaximums um knapp 0,5 N/mm² pro Stunde.

Anhand der in Laborversuchen ermittelten Zusammenhängen zwischen dem Erstarrungszeitpunkt und den Entwicklungen von Temperatur, Zwangsspannung und Festigkeit (siehe Abbildung 92) lässt sich folgende optimale Vorgehensweise zur Verhinderung der Rissbildung von Bauteilen ableiten:

- Kontinuierliche Aufzeichnung der Bauteiltemperatur bzw. Bestimmung des Erstarrungszeitpunktes,
- Anbringen einer Wärmedämmung nach Erreichen des Temperaturmaximums bzw. ca. 8 Stunden nach Erstarrung,
- Belassen in der wärme gedämmten Schalung für ca. 8 Stunden, was zu einer Erhöhung der Zugfestigkeit bei gleich bleibender Zwangbeanspruchung führt und schließlich
- Zügiges Ausschalen und Gewährleistung des Schutzes vor Austrocknung bis zum dritten Tag.

Die Zwangsspannungen können auch über eine geeignete Kombination aus Schalungssteifigkeit und Bauteildicke drastisch reduziert werden. Zum kritischen Zeitpunkt 5 bis 8 Stunden nach Erstarrungsende weist der UHFB einen E-Modul von 10 bis 20 000 N/mm² auf. Die Steifigkeit der Schalung sollte deswegen so ausgelegt werden, dass der Behinderungsgrad zu diesem Zeitpunkt deutlich unter 70 % liegt. Denkbar wäre auch eine teilweise Auskleidung der Form an den Zwangspunkten mit einer kompressiblen Folie.

Zusätzlich vergrößert sich bei Überlagerung von Zwangsspannungen und Kerbspannungen in der Praxis die Gefahr der Rissbildung. Deswegen empfiehlt es sich, Vorsprünge, Ecken und Kanten der Bauteile gebrochen oder ausgerundet auszuführen.

4.6 Fasereinsatz zur Erhöhung der Duktilität

4.6.1 Allgemeines

Ursache für ein sprödes Materialverhalten ist ein schneller Energietransport im Bereich des Risses. Der Energietransport wird langsamer, wenn der Bereich um die Rissspitze z. B. infolge einer ausgeprägten Mikrorissbildung an Steifigkeit verliert. Die charakteristische Länge beschreibt jenen Bereich um den Riss, aus dem Energie transportiert werden muss, damit sich seine Ausbreitung fortsetzen kann [114]. Anhand dieses Kennwertes, der sich aus der Rissspannungs-Öffnungs-Beziehung bei zentrischer Zugbeanspruchung nach Gleichung 24 (siehe Seite 146) ermitteln lässt, kann die Duktilität unterschiedlicher Materialien miteinander verglichen werden.

Nach dem allgemein anerkannten „fictitious crack model“ (Modell des fiktiven Risses) von Hillerborg [115] zur Beschreibung von Bruchvorgängen im unbewehrten Beton vollzieht sich die eigentliche Endfestigung des Materials im Bereich der Bruchprozesszone (siehe Abbildung 104). Außerhalb dieser Zone wird ein linear elastisches Verhalten angesetzt. Später setzte Hillerborg [116] dieses Modell auch bei der Rissbildung von Faserbetonen um. Dabei stehen die durch Fasern übertragenen rissüberbrückenden Spannungen – in Abhängigkeit von der Rissbreite – im Fokus.

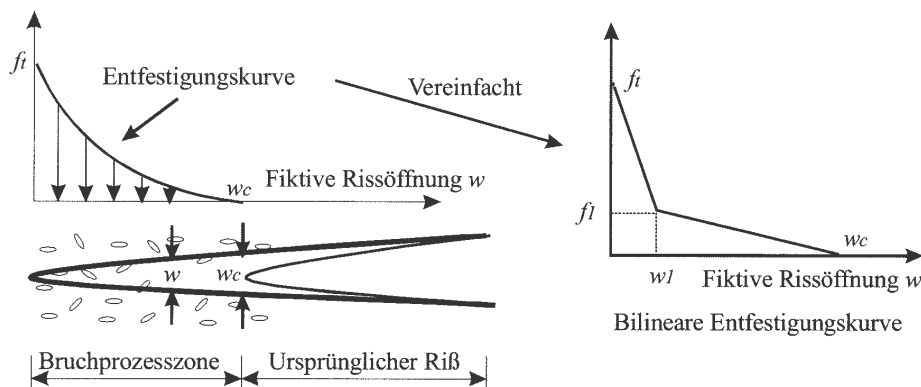


Abbildung 104: Schematische Darstellung der Spannungsübertragung im Bereich der Bruchprozesszone aus [121]

Auf hohem Lastniveau kann bei UHFB nicht die von Normalbeton bekannte Spannungsumlagerung stattfinden. Die Kombination aus angeglichenen, hohen mechanischen Eigenschaften von Matrix und Gesteinskörnung, dem kleinen Größtkorn und der starken Reduzierung der Porosität führt beim UHFB zu einer deutlich reduzierten Mikrorissbildung. Dadurch wird zum einen weniger Energie im Rissbereich vernichtet und zum anderen ein schneller Energietransport gewährleistet. Deshalb weisen unbewehrte, ultrahochfeste Betone ein sprödes, schlagartiges Bruchversagen auf (siehe Abbildung 105). In abgeschwächter Form tritt ein sprödes Versagen auch bei üblichen Hochleistungsbetonen auf. Hier wird durch eine Faserzugabe oder eine Anordnung einer Umschnürungsbewehrung ein Versagen ohne Ankündigung vermieden [121].

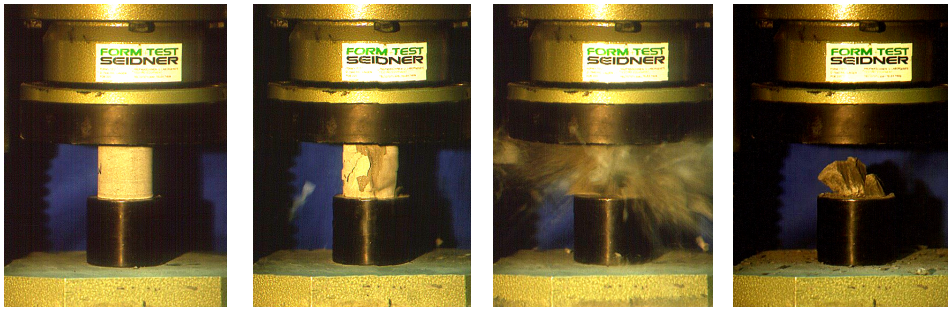


Abbildung 105: Bilderfolge (3,5 Bilder/sec.) zum schlagartigen Versagen von faserfreiem UHFB

Mit zunehmender Schlankheit der Prüfkörper nimmt der Anteil der ungeschädigten Bereiche gegenüber dem örtlich begrenzten Schadensbereich zu. In den ungeschädigten Bereichen wird somit elastische Energie gespeichert.

Probekörper aus faserfreiem UHFB mit einer Schlankheit von 4 zeigten bei rd. 230 N/mm^2 ein primäres Druckversagen, welches zu der Ausbildung des typischen Bruchkegels in der Mitte der Probekörper führte. Die schlagartige Freisetzung der in den ungeschädigten Bereichen gespeicherten Energie führte zu sekundären Zugbrüchen. Es trat bei allen Probekörpern ein scheibenartiges Zugversagen senkrecht zu der Belastungsrichtung auf (siehe Abbildung 106). Die zwei bis drei auf die Probekörperhälfte verteilten Trennrisse waren auch ein Beleg für die homogene Spannungsverteilung.

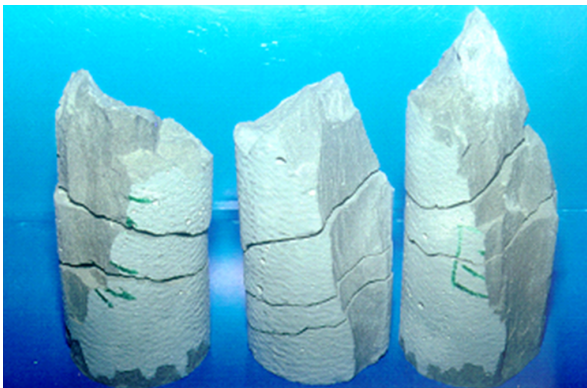


Abbildung 106: Scheibenartige Zugbrüche bei schlanken Proben aus faserfreiem UHFB ($D/H = 50/200 \text{ mm}$; $f_{cm} = 233 \text{ N/mm}^2$) infolge schlagartiger Freisetzung der gespeicherten Energie beim Druckversagen

In der Praxis sind deutlich höhere Schlankheiten erwünscht, so dass für den Einsatz von UHFB Maßnahmen zur Gewährleistung einer ausreichenden „Materialduktilität“ getroffen werden müssen. Ziel der Optimierung des Fasereinsatzes war es, durch Nutzen von Synergieeffekten bei Kombination unterschiedlicher Fasermaterialien und Abmessungen die erforderliche Verformungsfähigkeit mit einem möglichst geringen Faseranteil zu erreichen. Da bei diesen Untersuchungen der Fokus auf der Fasertragwirkung und nicht auf der Matrixzusammensetzung lag, wurden für eine zügige Abwicklung des umfangreichen Versuchsprogramms alle Probekörper im Alter von einem Tag einer 24-stündigen Wärmebehandlung bei 90 °C unterzogen.

Um Eigenspannungen infolge eines während der Wärmebehandlung durch Austrocknung verursachten Feuchtgradienten zu vermeiden, wurden die Probekörper dicht in eine hitzebeständige PET-Folie eingeschlossen. Die infolge Wärmebehandlung beschleunigte Erhärtung ermöglichte es, die angestrebte mittlere Druckfestigkeit von 180 bis 200 N/mm² bereits im Alter von drei Tagen zu erreichen.

4.6.2 Einfluss der Faserzugabe auf die Druckfestigkeit

In Übereinstimmung mit der Literatur [117, 118] konnte ein Einfluss des Stahlfasergehaltes bzw. der -länge auf die Druckfestigkeit nicht festgestellt werden. Die mittleren Druckfestigkeiten lagen in einem mit ± 10 N/mm² engen Bereich um den Wert von 200 N/mm² (siehe Abbildung 107). Dies entspricht einer für den Druckversuch üblichen Prüfstreuung von 5 %.

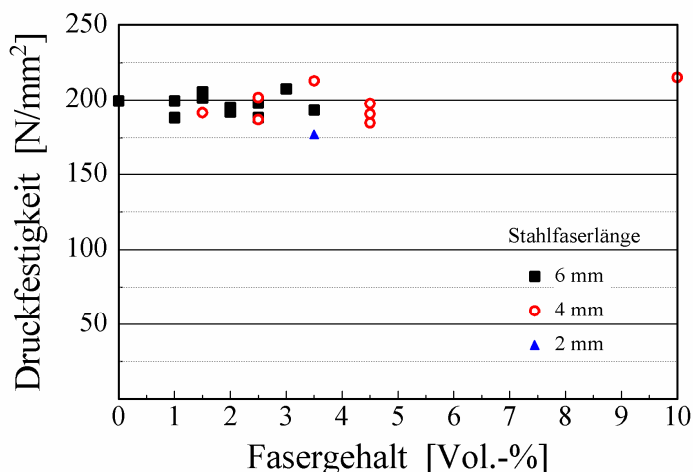


Abbildung 107: Mittlere Druckfestigkeit in Abhängigkeit von dem Stahlfasergehalt und der Stahlfaserlänge (UHFB: B III, siehe Anhang - Tabelle 21)

Rossi [118] erklärt dies damit, dass die Fasern ihre Wirkung erst bei aktiven Mikro- bzw. Makrorissen entfalten. Vor Erreichen der Druckbruchspannung gelten die vertikalen Mikro- bzw. Makrorissen jedoch als inaktiv, so dass die Druckfestigkeit unbeeinflusst bleibt. Die Wirkung der Fasern besteht darin, die Rissufer zu „vernähen“ und somit die infolge von aktiven Mikrorissen herbeigeführte Spannungskonzentration bzw. im Falle von aktiven Makrorissen das Bruchversagen zu verzögern. Dieser Effekt führt bei einer Druckbeanspruchung lediglich zur Erhöhung der Duktilität.

Dies konnte eindeutig anhand des gegenüber dem faserfreien Beton veränderten Bruchversagens nachgewiesen werden. Im Gegensatz zu UHFB ohne Fasern versagten die Proben nicht schlagartig. Proben mit einem Stahlfasergehalt $< 2,0$ Vol.-% wiesen jedoch nach der Prüfung meist einen ca. 1 mm breiten durchgehenden Riss auf. Dieser war ein Zeichen für eine ungenügende Fasertragwirkung, so dass eine Spannungskonzentration und somit die Lokalisierung eines größeren Einzelrisses nicht verhindert werden konnte.

4.6.3 Nachbruchverhalten von faserbewehrtem UHFB im 3-Punkt-Biegezugversuch

4.6.3.1 Allgemeines

Der Herstellungsprozess von Probekörpern und Bauteilen aus faserbewehrtem UHFB hat einen maßgeblichen Einfluss auf das Nachbruchverhalten bei Biegezug- bzw. Zugbeanspruchung. Die zu berücksichtigenden Einflüsse sind nach Rosenbusch [119]:

- § die Art der Fasereinmischung,
- § die Frischbetonkonsistenz,
- § das Einbringen des Frischbetons in die Form,
- § der Verdichtungsvorgang und
- § die Bauteilgeometrie.

Bei der Probekörperherstellung wurden zur Eliminierung einiger der oben genannten Einflüsse folgende Maßnahmen getroffen: Mit Hilfe der besonderen Mischtechnik wurde dafür gesorgt, dass die Fasern homogen verteilt vorlagen und der Frischbeton unabhängig von der Konsistenz, der Faserkombination und dem -gehalt vor dem Einbau nahezu vollständig entlüftet wurde. Eine Verteilung des Frischbetons in der Form durch Fließen sowie ein Eintrag von Verarbeitungsporen beim Einbauvorgang wurden vermieden. Auf diese Weise konnte auf eine Verdichtungsmaßnahme verzichtet und eine Orientierung der Fasern während des Fließvorganges verhindert werden. Die Frischbetonkonsistenz wurde über die FM-Dosierung auf ein Setzfließmaß von 26 ± 1 cm eingestellt, da im Vorfeld bei dieser Konsistenz ein Absetzen der Stahlfasern nie beobachtet werden konnte.

4.6.3.2 Einfluss der Frischbetonkonsistenz

Zur Bestimmung des Konsistenzeinflusses auf das Nachbruchverhalten wurden einige Frischbetone durch Variation der FM-Dosierung mit abweichender Konsistenz eingebaut.

Mit steigender FM-Dosierung und damit höherem Setzfließmaß verschlechterte sich bei sonst identischer Zusammensetzung das Nachbruchverhalten. Ein um 3 bis 6 cm höheres Setzfließmaß führte zu einer beachtlichen Verringerung der Biegezugfestigkeiten von 7 bis 10 N/mm²(siehe Abbildung 108).

Eine fließfähigere Konsistenz des UHFBs kann den vom Normalbeton bekannten Effekt des im Bereich der Übergangszone lokal erhöhten w/z-Wertes bzw. der Anreicherung von Feinststoffen bewirken. Nach Rossi [118] verbessert sich mit zunehmender Packungsdichte der Matrix das Verbundverhalten der Übergangszone zwischen Faser und Matrix, was die im Umkehrfall beobachtete Reduzierung der äquivalenten Biegezugfestigkeiten erklärt.

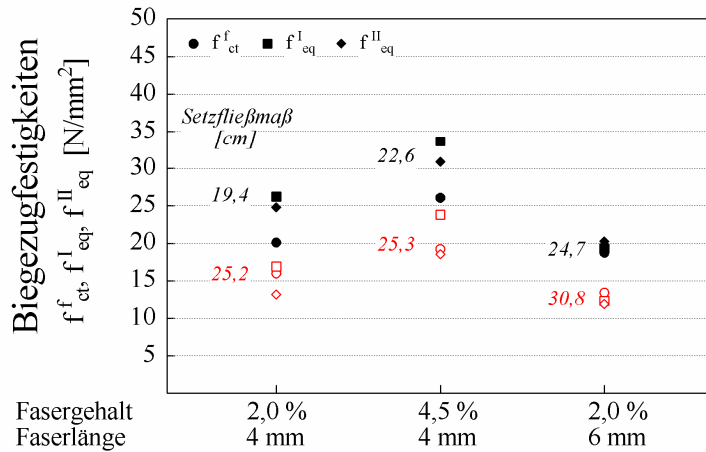


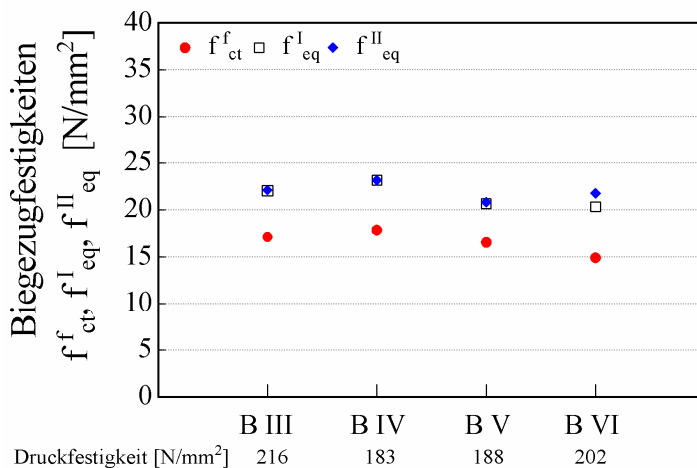
Abbildung 108: Einfluss des Setzfließmaßes auf die äquiv. Biegezugfestigkeiten von UHFB (UHFB: B III, siehe Anhang - Tabelle 21)

4.6.3.3 Einfluss der Betonzusammensetzung

Nach Angaben aus der Literatur [27, 118, 120] wirkt sich die Betonzusammensetzung über die Packungsdichte, die Druckfestigkeit und das Schwindverhalten auf die bei einem bestimmten Fasergehalt erreichbare Duktilität aus.

Mit zunehmender Betonfestigkeit fordert Rossi [118] zur Gewährleistung einer ausreichenden Duktilität höhere Fasergehalte. Aus diesen Gründen wurden zur Untersuchung des Einflusses der Betonzusammensetzung vier sehr unterschiedlich zusammengesetzte UHFB (B III – B VI, siehe Anhang - Tabelle 21) mit mittleren Druckfestigkeiten zwischen 183 und 216 N/mm² herangezogen.

Die Betonzusammensetzung wirkte sich bei nahezu identischen Frischbetonkonsistenzen (27,0 – 27,9 cm) und einem Stahlfasergehalt von 3,5 Vol.-% nicht so signifikant wie erwartet auf die äquivalenten Biegezugfestigkeiten (siehe Abbildung 109) aus.



UHFB	Silikastaub-Gehalt	
	[kg/m³]	[Vol.-%] bez. a. Z + Gesteinsmehl
B III	202	28,9
B IV	203	27,4
B V	152	18,4
B VI	102	12,5

Abbildung 109: Biegezugfestigkeiten in Abhängigkeit von der Betonzusammensetzung (Stahlfasern: 3,5 Vol.-%; 6 mm; Rezepturen: siehe Anhang - Tabelle 21 und 21)

Die äquivalenten Biegezugfestigkeiten der UHFB mit höherem Silikastaubgehalt fielen mit 23 gegenüber 21 N/mm² um 10 % höher aus. Die Ursache lag an der bei höherem Silikastaubgehalt (vgl. Legende Abbildung 109) verbesserten Packungsdichte. Diese bewirkte einen besseren Verbund zwischen Stahlfaser und Matrix. Das volumetrische Verhältnis zwischen dem Silikastaub und der Summe aus Zement und Quarzmehl der ultrahochfesten Betone B III und B IV lag mit rund 28 % nur wenig über dem in den eigenen Untersuchungen für eine hohe Packungsdichte ermittelten optimalen Wert von 23,8 %. Gleichzeitig bestätigte dies Ergebnisse von Chan et. al. [27] wonach die höchsten Faserauszugkräfte bei einem entsprechenden Verhältnis von 20 bis 30 Vol.-% erreicht wurden (vgl. Abschnitte 2.1.4.4).

4.6.3.4 Einfluss der Stahlfaserlänge

Die Einbindelänge beträgt nach Kützing [121] lediglich $\frac{1}{4}$ der Faserlänge. Deswegen konnte bei einer Stahlfaserlänge von nur 2 mm aufgrund der mit etwa 0,5 mm sehr geringen Verbundlänge, welche lediglich dem einfachen Größtkorndurchmesser entspricht, im Nachbruchbereich keine befriedigende Tragwirkung erzielt werden (siehe Abbildung 110).

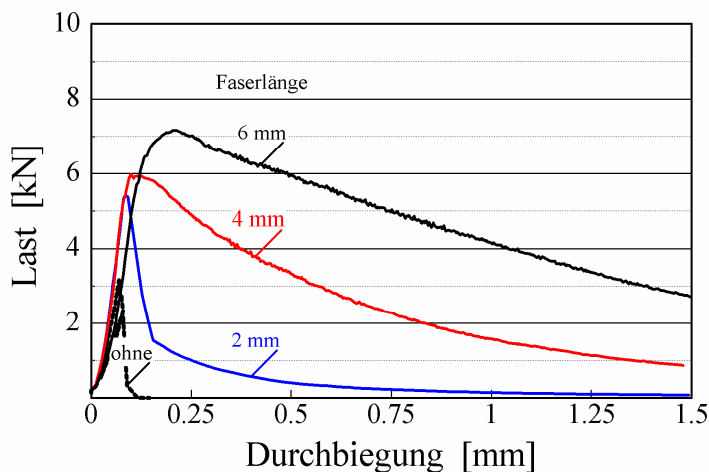


Abbildung 110: Nachbruchverhalten im 3-Punkt-Biegezugversuch in Abhängigkeit von der Faserlänge (B III, Fasergehalt 3,5 Vol.-%, Setzfließmaß 26 ± 1 cm)

Die Biegezugfestigkeit f_{ct}^f am Ende der Linearität betrug bei allen Faserlängen 17 N/mm² (siehe Abbildung 111). Dies war zu erwarten, da sowohl die Matrixzusammensetzung als auch die Gesamtfaseroberfläche durch die Variation der Faserlänge nicht verändert wurde. Bei Zugabe von 3,5 Vol.-% Stahlfasern fiel die äquivalente Biegezugfestigkeit $f_{eq,I}$ (Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit) bei den 4 und 6 mm langen Stahlfasern mit 19 bzw. 18 N/mm² deutlich größer aus als bei den 2 mm langen Fasern (13 N/mm²). Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit, bei dem größere Durchbiegungen erlaubt sind, fiel die äquivalente Biegezugfestigkeit $f_{eq,II}$ mit abnehmender Faserlänge (6, 4, 2 mm) von 18 auf 15 bzw. 4 N/mm² ab (vgl. Abbildung 111).

Aufgrund der bei größeren Rissbreiten geringen aufnehmbaren Biegezugspannungen bei Einsatz der mit 2 mm sehr kurzen Stahlfasern wurden diese von den weiteren Untersuchungen ausgeschlossen.

Der Einsatz von ausschließlich 4 mm langen Stahlfasern musste als grenzwertig angesehen werden, da bei einer Durchbiegung von 0,257 mm, welche einer nach Gleichung 34 berechneten Rissöffnung von 0,30 mm entspricht, die aufnehmbare Biegezugspannung etwas unterhalb der Biegezugspannung bei Erstriss lag (vgl. auch Abbildung 110). Diese Beurteilung orientierte sich an der Forderung der französischen Richtlinie [21], welche den Nachweis einer ausreichenden Fasertragwirkung bei UHFB nach diesem Kriterium vorschreibt (siehe Abschnitt 2.1.4.2).

Um die positiven Effekte der größeren Faseranzahl bei kürzeren Faserlängen und der erhöhten Einbindelänge der langen Fasern zu vereinen, wurde ein UHFB mit einer Kombination aus 2,0 Vol.-% 4 mm und 1,5 Vol.-% 6 mm langen Fasern untersucht.

Durch ein Nutzen dieser Effekte konnten bei der gewählten Faserlängenkombination die beiden äquivalenten Biegezugfestigkeiten $f_{eq,I}$ und $f_{eq,II}$ auf 22 N/mm² gesteigert werden (siehe Abbildung 111). Dies Ergebnis bestätigte die Erkenntnisse von Rossi [22] und Markovic [23] zur Optimierung der Fasertragwirkung durch Kombination von Fasern mit unterschiedlichen Abmessungen (siehe Abschnitt 2.1.4.2).

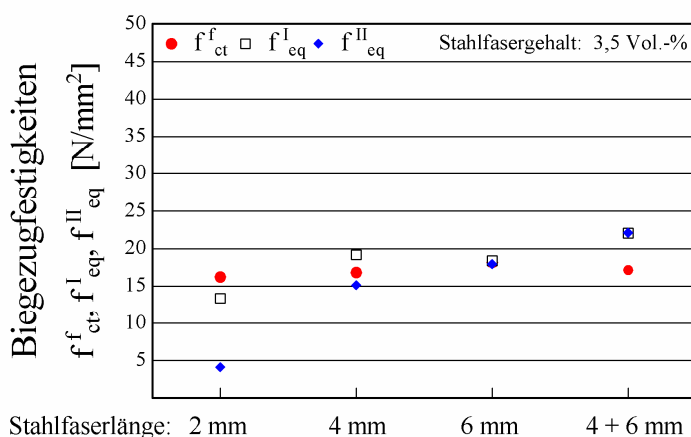


Abbildung 111: Äquivalente Biegezugfestigkeiten in Abhängigkeit von der Stahlfaserlänge

4.6.3.5 Einfluss des Stahlfasergehaltes

Mit zunehmendem Stahlfasergehalt stiegen die äquiv. Biegezugfestigkeiten unabhängig von der Faserlänge linear an. Während im Falle der 6 mm langen Fasern die beiden äquiv. Biegezugfestigkeiten $f_{eq,I}$ und $f_{eq,II}$ aufgrund der ausreichenden Einbindelänge immer identisch waren, fiel $f_{eq,II}$ bei den 4 mm langen Fasern unabhängig vom Fasergehalt um rd. 20 % niedriger als $f_{eq,I}$ aus (siehe Abbildung 112).

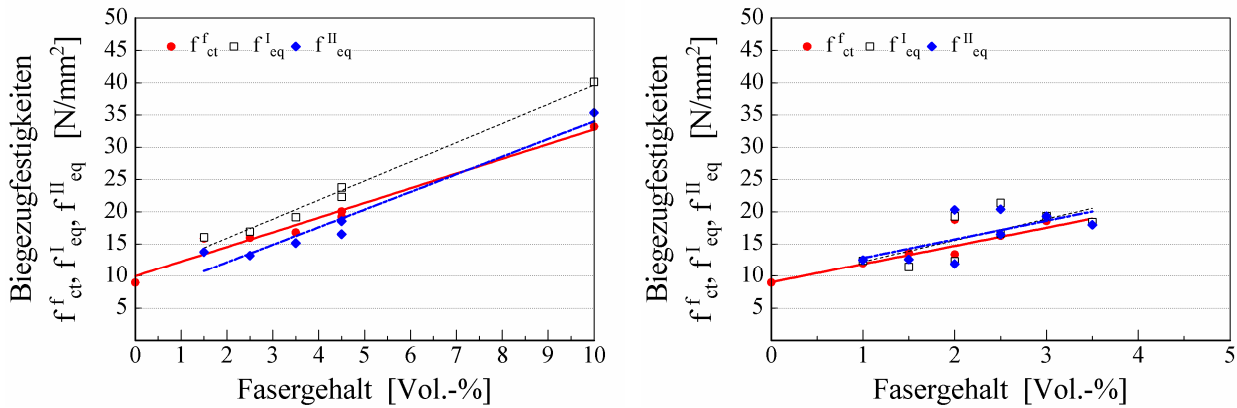


Abbildung 112: Äquiv. Biegezugfestigkeiten in Abhängigkeit vom Stahlfasergehalt und der Stahlfaserlänge (links: 4 mm; rechts: 6 mm / UHFB: B III)

Die Versuchsergebnisse zeigten, dass hinsichtlich der Erzielung von guten Frischbetoneigenschaften sowie einem unter Druck- und Biegezugbeanspruchung gutmütigen Bruchverhalten ein Stahlfasergehalt von 2,5 Vol.-% bei einer Faserlänge von 6 mm als ausreichend angesehen werden konnte. Diese Erkenntnis wird auch durch die bei der Unterbaukonstruktion des Kühlturms im Kernkraftwerk Cattenom und der Brücke in Sherbrooke eingesetzten Stahlfasergehalte von 2,0 bzw. 2,5 Vol.-% bestätigt. Darüber hinausgehende Stahlfasergehalte würden zu einem im Bezug auf die Erhöhung der Fasertragwirkung unverhältnismäßigen ansteigen der Kosten für die Ausgangsstoffe führen.

4.6.3.6 Einfluss von Polypropylen-Fasern (PP-Fasern)

Durch den zusätzlichen Einsatz von 0,45 Vol.-% an feinen PP-Fasern ($\varnothing = 0,018$ mm, $L = 4,6$ mm, $E\text{-Modul} = 570$ N/mm²) konnte aufgrund der hohen Anzahl von über 3 Milliarden pro Kubikmeter UHFB eingebrachten „Mikrosollbruchstellen“ eine ausgeprägte Mikrorissbildung in der dem Riss vorausgehenden Bruchprozesszone erreicht werden. Dadurch wurden die Stahlfasern früher und kontinuierlicher aktiviert [121], was sich in einem ausgeprägten Plateau auf höchstem Lastniveau niederschlug (siehe Abbildung 113 - links). Durch diesen Effekt konnten die äquivalenten Biegezugfestigkeiten von 21 auf beachtliche 34 N/mm² im Falle des PP-Fasergehaltes von 0,45 Vol.-% gesteigert werden (siehe Abbildung 113 - rechts).

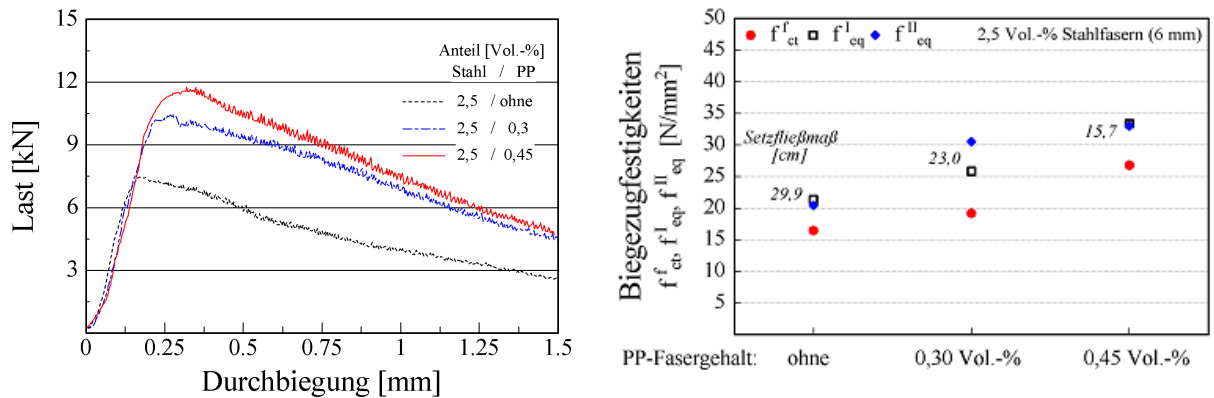


Abbildung 113: links: Last-Durchbiegungs-Linien und rechts: äquiv. Biegezugfestigkeiten in Abhängigkeit vom PP-Fasergehalt (UHFB: B IV; 2,5 Vol.-% Stahlfasern 6 mm)

Die Zugabe von 0,3 Vol.-% PP-Fasern zu den 2,5 Vol.-% Stahlfasern stellte einen optimalen Kompromiss hinsichtlich der Erzielung eines guten Nachbruchverhaltens und der Einhaltung der für die Probekörper- bzw. Bauteilherstellung erforderlichen Frischbetonkonsistenz dar. Die äquivalenten Biegezugfestigkeiten $f_{eq,I}$ und $f_{eq,II}$ lagen mit 25,9 und 30,5 N/mm² deutlich über der Biegespannung bei Erstriss von knapp 20 N/mm².

Die Umrechnung der äquivalenten Biegezugfestigkeiten in die äquivalenten Zugfestigkeiten $f_{eq,ctm,I}$ und $f_{eq,ctm,II}$ (11,7 und 11,3 N/mm²) gemäß dem DBV-Merkblatt (siehe Abschnitt 3.6.1) ergab im Falle der bevorzugten Kombination aus 2,5 Vol.-% Stahlfasern (6 mm) und 0,3 Vol.-% PP-Fasern eine auf die mittlere Druckfestigkeit von 183 N/mm² bezogene hohe Faserbetonklasse von F 11,7/11,3.

4.6.3.7 Einfluss von Carbon-Fasern

Motivation für die Versuche mit Carbon-Fasern (C-Faser) waren die Forderung von Sha und Voigt [14] zur Überbrückung der Mikrorisse Fasern mit einem Durchmesser kleiner 50 μ m einzusetzen. Eine effektive Überbrückung der Mikrorisse verzögert die Lokalisierung eines Makrorisses, so dass die maximal aufnehmbare Spannung ansteigt [14]. Hochfeste Stahlfasern sind derzeit nur mit einem Durchmesser $> 0,15$ mm erhältlich. Somit bot sich die C-Faser mit einem rund 20fach geringeren Durchmesser von nur 7 μ m und einer gegenüber den Stahlfasern höheren Zugfestigkeit und Steifigkeit zur Überbrückung der Risse im Mikrobereich an (siehe Anhang - Tabelle 6).

Hinsichtlich ihres Einsatzes zur Verbesserung der Duktilität von UHFB mussten jedoch die Fragestellungen zur Qualität des Verbundes zwischen Carbon-Faser und Matrix und die Empfindlichkeit gegenüber der Querpressung an der Rissflanke untersucht werden.

Wenn eine dünne, biegsame Faser die Rissebene nicht unter einem senkrechten Winkel durchstößt, wird sie im Riss in Beanspruchungsrichtung umgelenkt. Nach Erkenntnissen von Pfyl [122] wirken in der Nähe der Rissufer infolge der Faserumlenkung erhöhte Reibungskräfte, welche die Faserspannung sprunghaft ansteigen lassen.

Dies wird durch Ergebnisse von Hegger et. al. [123] bestätigt, wonach sich bereits ab einem Winkel zwischen Carbon-Faser und Krafrichtung von etwa 20° die Fasertragfähigkeit infolge der Querpressung um 60 % reduziert (siehe Abbildung 114). Unter der Annahme, dass die Fasern keine bevorzugte Orientierung aufweisen, liegt der Anteil der Fasern, deren Abweichung von der Krafrichtung weniger als 20° beträgt, unter 6 %. Somit trägt aufgrund des Einflusses der Querpressung nur dieser kleine Faseranteil voll und der überwiegende Rest mit weniger als 40 % der Fasertragfähigkeit zur Überbrückung des Risses bei.

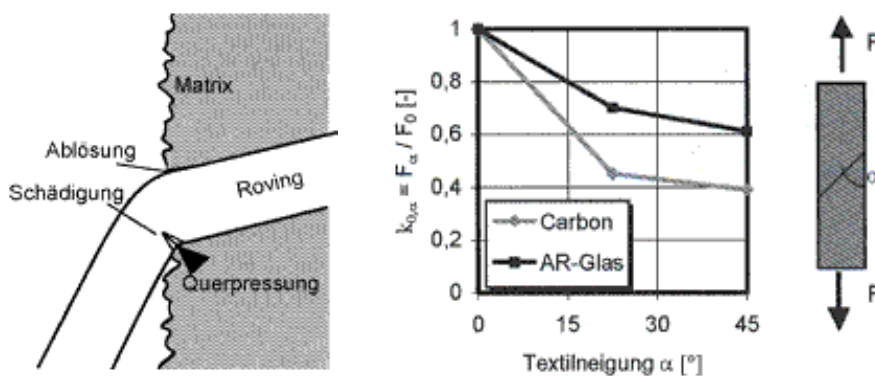


Abbildung 114: Einfluss der Querpressung auf die Tragfähigkeit von Carbon-Fasern in Abhängigkeit des Faserwinkels in der Rissflanke [123]

Zunächst wurde die Wirkung von 0,8 Vol.-% an 6 mm langen C-Fasern auf das Nachbruchverhalten im Biegezugversuch bestimmt. In Kombination mit ausschließlich PP-Fasern konnte nur die Erstrissspannung von 11,0 auf 13,7 N/mm² um 25 % gesteigert werden (siehe Abbildung 115 und Anhang - Tabelle 27). Das Nachbruchverhalten konnte dadurch jedoch nicht verbessert werden. Offensichtlich führte die Querpressung an der Risskante zum Reißen der C-Faser infolge lokal erhöhter Kerb- und Zugspannungen. Im Falle der Stahlfasern trat offensichtlich ein Abplatzen der Matrix an der Stelle des Faseraustritts auf und sorgte für den sprunghaften Abfall nach Erreichen der Maximallast und den damit einsetzenden Faserauszug (siehe Abbildung 113).

Wurde der gleiche C-Faser-Anteil der unter Abschnitt 4.6.3.6 optimierten Faserkombination aus 2,5 Vol.-% Stahlfasern und 0,3 Vol.-% PP-Fasern beigemischt, so konnte insbesondere die maximal aufnehmbare Biegezugspannung signifikant gesteigert werden (siehe Abbildung 115).

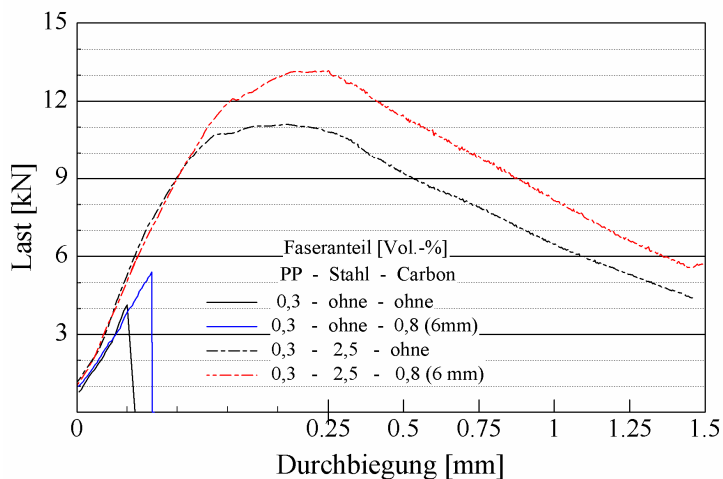


Abbildung 115: Wirkung von 0,8 Vol.-% an 6 mm langen C-Fasern in Kombination mit PP- und Stahl-Fasern auf die Last-Durchbiegungs-Kurve im Biegezugversuch

Dies Ergebnis bestätigt die bereits unter Abschnitt 2.1.4.2 beschriebenen Synergieeffekte bei Einsatz von Fasercocktails. Zunächst erfolgte eine frühe Aktivierung der „tragenden Fasern“ aus Stahl und Kohlenstoff infolge der durch die PP-Fasern induzierten ausgeprägten Mikrorissbildung. Anschließend wurden die Mikrorisse in der Bruchprozesszone durch die zusätzlich zu den Stahlfasern zugegebene hohe Anzahl von über 30 Milliarden pro m^3 an sehr feinen C-Fasern effektiver überbrückt. Dies spiegelte sich in dem deutlich ausgeprägteren „deflection-hardening“-Effekt der Last-Durchbiegungs-Linie (siehe Abbildung 115) wieder. Er steht für ein nach dem Erstriss weiteres Ansteigen der aufnehmbaren Beanspruchung. Im abfallenden Ast dominierte der Beitrag durch den Auszug der dickeren und längeren Stahlfasern. Die Stahlfasern konnten diese Aufgabe erfüllen, da sie höhere Verbundspannungen als die C-Fasern aufweisen [117] und in der Lage waren, sich im Riss in Krafrichtung auszurichten, ohne zu reißen [121].

Diese effektive Kombination aus den drei verschiedenen Fasertypen mit einem Gesamtfaseranteil von 3,6 Vol.-% führte zu einer hohen äquivalenten Biegezugfestigkeit $f_{\text{eq,II}}$ von $33,3 \text{ N/mm}^2$. Ein ähnlich hoher Wert von $33,0$ bzw. $35,4 \text{ N/mm}^2$ konnte nur die Kombination aus 2,5 Stahl- und 0,45 Vol.-% PP-Fasern bzw. einem hohen Gehalt von 10 Vol.-% an 4 mm langen Stahlfasern erreicht werden. Die 3-Faser-Kombination zeichnete sich jedoch durch die bessere Verarbeitbarkeit des Frischbetons aus.

Um eine optischen Beeinträchtigung von Bauteilen aus UHFB durch eine lokale Braunverfärbung bei Korrosion der oberflächennahen Stahlfasern zu vermeiden, wäre die Gewährleistung der Mindestduktilität über andere Fasermaterialien, wie z. B. Carbon-Fasern, erstrebenswert. Aus diesem Grund wurde zusätzlich die C-Faserlänge als auch der –anteil variiert. Die Versuchsergebnisse zeigten, dass lediglich eine Erhöhung der Biegezugspannung am Ende der Linearität erreicht werden konnte (siehe Abbildung 116). Diese stieg mit zunehmender Faseranzahl an.

Die C-Faseranzahl war mit 69 Mrd./m³ bei den beiden Mischungen 0,8 Vol.-% an 3 mm und 1,6 Vol.-% an 6 mm langen C-Fasern identisch, so dass auch die Bruchspannung ebenfalls gleich hoch ausfielen.

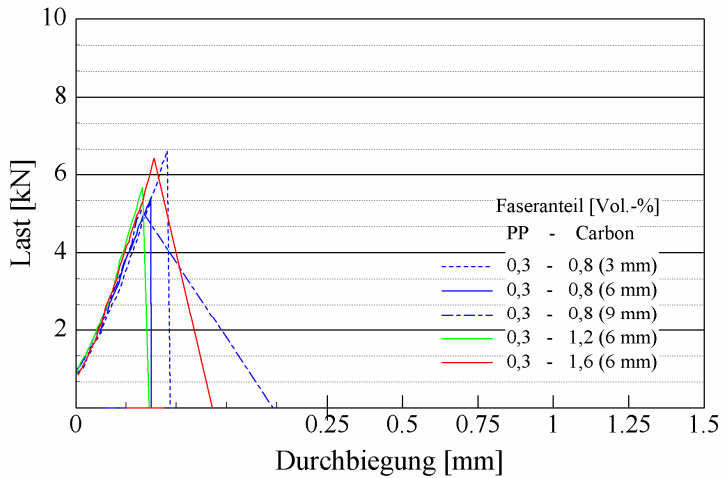


Abbildung 116: Einfluss der C-Faserlänge und –dosierung auf die Last-Durchbiegungs-Kurve der Prismen aus UHFB

Tendenziell verbesserte sich mit größerer C-Faserlänge das Nachbruchverhalten, was dazu führte, dass im Falle der mit 9 mm längsten C-Faser sowohl die äquivalente Biegezugspannung für den Zustand der Gebrauchstauglichkeit $f_{eq,I}$ als auch die für den Zustand der Tragfähigkeit $f_{eq,II}$ über 1 N/mm² lag (siehe Anhang - Tabelle 27). Dies konnte jedoch nicht als eine ansetzbare Materialduktilität bezeichnet werden, so dass die C-Fasern nicht als adäquater Ersatz für die Stahlfasern in Frage kamen.

4.6.4 Zusammenfassung und Empfehlungen

Umfangreiche Untersuchungen zur Erreichung einer für die Bemessung ausreichenden Materialduktilität von UHFB zeigten, dass nicht nur die Faserbeschaffenheit und der –gehalt, sondern auch die Betonzusammensetzung und die Konsistenz über deren Einfluss auf den Verbund zwischen Faser und Matrix eine maßgebende Rolle spielte.

Hinsichtlich des Einflusses der Betonzusammensetzung auf das Nachbruchverhalten im 3-Punkt-Biegezug am gekerbten 4·4·16 cm³ Prismen stellte sich heraus, dass nicht die mittlere Druckfestigkeit des UHFBs, sondern vielmehr die infolge eines optimalen Silikastaubgehaltes höhere Packungsdichte maßgebend war. Die Literaturangaben [27] bestätigten den positiven Einfluss einer hohen Packungsdichte auf den Verbund zwischen Faser und erhärteter Matrix. Die beiden UHFB mit einem auf den Stoffraum von Zement und Gesteinsmehl bezogenen Silikastaubgehalt von 28,9 und 27,4 Vol.-% wiesen das beste Nachbruchverhalten auf. Dieser Silikastaubgehalt lag nur etwas oberhalb dem für eine hohe Packungsdichte in Abschnitt 4.3.2 ermittelten Wert von 23,8 Vol.-%.

Mit fließfähigerer Konsistenz verschlechterte sich das Nachbruchverhalten. Offensichtlich führte eine fließfähigere Konsistenz des UHFBS zu einem in der Kontaktzone der Fasern erhöhten w/z-Wert und/oder der Anreicherung von Feinststoffen wie Silikastaub, so dass die dadurch lokal verringerte Packungsdichte eine Störung des Verbundes zwischen Faser und Matrix bewirkte. Hinsichtlich der Erzielung eines guten Nachbruchverhaltens empfiehlt es sich, den Frischbeton über die FM-Dosierung so einzustellen, dass er ein Setzfließmaß von lediglich 22 bis 26 cm aufweist. Die dadurch schlechtere Entlüftungsneigung des Frischbetons sollte über geeignete Einbau- und Verdichtungsmaßnahmen kompensiert werden. Vom Einbau eines Frischbetons mit einem Setzfließmaß > 30 cm muss abgeraten werden, da ein Absetzen der Stahlfasern nicht ausgeschlossen werden kann.

Nur hochfeste Stahlfasern ($\varnothing = 0,16$ mm) waren in der Lage, Biegerisse effektiv zu überbrücken, so dass nach Auftreten des Erstrisses die Biegespannung noch gesteigert werden konnte. Gegenüber der Biegezugfestigkeit beim Erstriss f_{ct}^f von 17 N/mm² fiel bei einem Stahlfasergehalt von 3,5 Vol.-% die gemäß DBV-Merkblatt für den Grenzzustand der Tragfähigkeit maßgebende äquivalente Biegezugfestigkeit $f_{eq,II}$ mit abnehmender Faserlänge (6, 4, 2 mm) von 18 auf 15 bzw. 4 N/mm² ab. Für die Herstellung von Biegebalken empfiehlt es sich, Stahlfasern mit einer Länge ≥ 6 mm einzusetzen, da nur hier die äquivalente Biegezugspannung im Grenzzustand der Tragfähigkeit über der Biegespannung bei Erstriss lag und somit der nach der französischen Richtlinie geforderte Nachweis der Mindestfasertragfähigkeit erfüllt werden konnte.

Bei einer Kombination aus 2,0 Vol.-% 4 mm und 1,5 Vol.-% 6 mm konnte bei gleichem Gesamtfasergehalt von 3,5 Vol.-% durch Nutzen der Effekte einer erhöhten Anzahl von kurzen Fasern und einem ausreichenden Anteil an langen Fasern die äquivalenten Biegezugfestigkeiten $f_{eq,I}$ und $f_{eq,II}$ auf 22 N/mm² gesteigert werden.

Ein Stahlfasergehalt von 2,5 Vol.-% stellte sich bei einer Faserlänge von 6 mm hinsichtlich der Erzielung von geeigneten Frischbetoneigenschaften, einem unter Druck- und Biegezugbeanspruchung gutmütigen Bruchverhalten und nicht zuletzt aus wirtschaftlicher Sicht als optimaler Kompromiss heraus.

Durch Zugabe von 0,3 Vol.-% feinen PP-Fasern ($\varnothing / L = 0,018 / 4,6$ mm) zu den 2,5 Vol.-% Stahlfasern konnte das Nachbruchverhalten verbessert werden, so dass die Biegezugspannung bei Erstriss auf rund 20 N/mm und die äquivalenten Biegezugfestigkeiten $f_{eq,I}$ und $f_{eq,II}$ auf $25,9$ und $30,5$ N/mm² gesteigert werden konnten.

Ursache für diesen Effekt war die durch etwa 2,5 Milliarden / m³ in Form von PP-Fasern eingebrachten „Mikrosollbruchstelen“ induzierte ausgeprägte Mikrorissbildung in der dem Riss vorausgehenden Bruchprozesszone. Dadurch wurden die Stahlfasern früher und kontinuierlicher zur Überbrückung der Risse herangezogen. Bei Verwendung von üblichen Geräten ist die Zugabe von 0,3 Vol.-% an feinen PP-Fasern als oberer Grenzwert anzusehen (vgl. Abbildung 74).

Sollte zur Erzielung eines guten Brandwiderstandes ein höherer PP-Fasergehalt von bis zu 0,65 Vol.-% erforderlich sein, ist die Entlüftung durch spezielle Methoden, z. B. durch das Aufbringen eines Unterdruckes im geschlossenen Mischsystem mittels Vakuum-Peripherie, sicherzustellen und die Einbaumethode an die steifere Konsistenz anzupassen. Ansonsten muss bei den hohen PP-Fasergehalten mit einem erhöhtem Gehalt an Verarbeitungsporen (4 - 6 Vol.-%) und deswegen einer Reduzierung der Druckfestigkeit gerechnet werden.

Bei Erweiterung des Fasercocktails aus PP-Fasern und Stahlfasern durch Zugabe von 0,8 Vol.-% Kohlenstofffasern ($\varnothing / L = 0,007 / 6 \text{ mm}$) konnten die Mikrorisse im Bereich kleiner Durchbiegungen besser überbrückt und somit die maximal aufnehmbaren Biegezugspannungen ($f_{\text{eq,II}} = 33,3 \text{ N/mm}^2$) gegenüber der Biegezugspannung bei Erstriss nochmals gesteigert werden. Im abfallenden Ast der Last-Durchbiegungs-Kurve dominierte der Beitrag durch den Auszug der dickeren und längeren Stahlfasern. Die Stahlfasern konnten diese Aufgabe erfüllen, da sie höhere Verbundspannungen als die C-Fasern aufweisen und in der Lage sind, sich im Riss in Krafrichtung auszurichten, ohne Reaktionskräfte zu bewirken. Bei Abwägung des Kosten-Nutzen-Faktors erscheint eine Verwendung von Kohlenstofffasern unter den heutigen Bedingungen jedoch nicht angebracht.

4.7 Modellansatz zum Tragverhalten von Bauteilen aus faserbewehrtem UHFB unter Biegebeanspruchung

4.7.1 Allgemeines

Im Fokus neuerer Forschungsarbeiten stehen die Stahlfaserbetone. Bisher werden Stahlfasern meist zur Verminderung von Rissbreiten bei Bauteilen aus Stahlbeton oder aber zur Reduzierung der Sprödigkeit von Hochleistungsbetonen eingesetzt. Neu ist, die Berücksichtigung des Faserbeitrages zum Tragverhalten unter Biegebeanspruchung der daraus hergestellten Balken.

Um die Sprödigkeit zu beschreiben wird die charakteristische Länge l_{ch} , welche sich aus der Bruchenergie, dem statischen E-Modul und der Betonzugfestigkeit nach Gleichung 24 berechnen lässt [124], herangezogen.

$$l_{\text{ch}} = \frac{G_f \cdot E}{f_{\text{ct}}^2} \quad \text{Gleichung 24}$$

$$G_f: \quad \text{Bruchenergie} = \int_{w=0}^{w=\infty} \sigma_{\text{Beton}}(w) \cdot dw$$

E: stat. E-Modul (hier: 54 400 N/mm²)

f_{ct} : Zementsteinzugfestigkeit (hier: 12 N/mm²)

Während die charakteristische Länge bei Normalbetonen im Bereich von Dezimetern liegt, reduziert sich diese bei hochfesten Mörteln auf Zentimeter [121]. In Abhängigkeit der Faserdosierung kann sich die charakteristische Länge bei Stahlfaserbeton auf die Größenordnung

von Metern erhöhen, so dass die größere Verformungsfähigkeit von Stahlfaserbeton auch rechnerisch berücksichtigt werden kann.

In Abbildung 117 wurde die übertragbare Zugspannung und die charakteristische Länge in Abhängigkeit der Rissweite des UHFBS mit der in Abschnitt 4.6.3.6 als bestbefundenen Faserkombination (2,5 Vol.-% Stahl- und 0,3 Vol.-% PP-Fasern) dargestellt. Der gewählte UHFB mit einer mittleren Druckfestigkeit von 180 N/mm^2 zeichnete sich in Verbindung mit dieser Faserkombination durch eine hohe charakteristische Länge von 1370 bzw. 1850 mm bei einer zulässigen Rissweite von 0,2 bzw. 0,3 mm und den für eine Mehrfachrissbildung erforderlichen „strain-hardening-Effekt“ (Laststeigerung nach dem Erstriss möglich) aus.

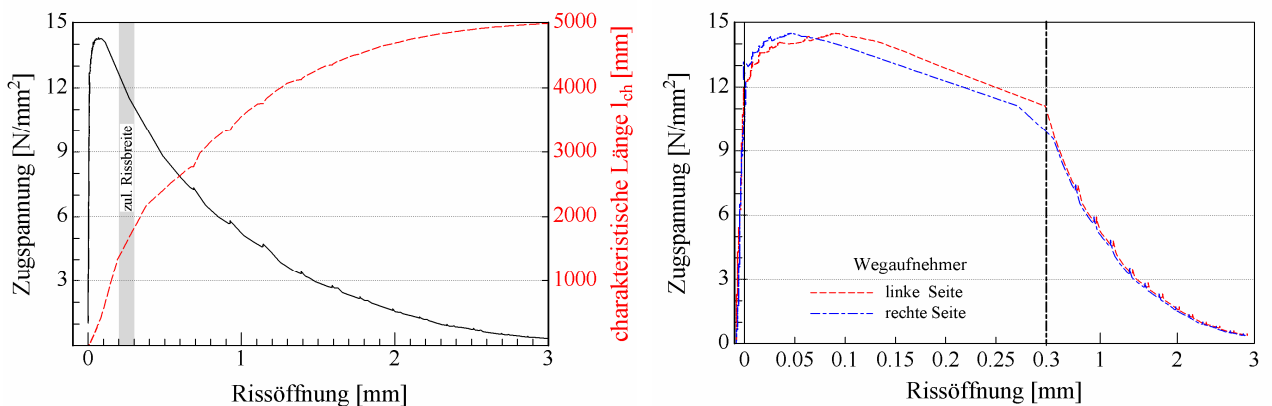


Abbildung 117: links: Mittlere Zugspannung und charakt. Länge in Abhängigkeit der Rissöffnung (B IV; 2,5 St.- und 0,3 PP-Fasern, siehe Anhang - Tabelle 23) rechts: Messkurven der Zugprüfung an der gekerbten Probe mit einem Querschnitt von $34,5 \times 20 \text{ mm}$

Auf Basis dieser Versuchswerte entwickelte Spitra [125] das nachfolgend dargestellte numerische Modell, welches es erlaubt in Abhängigkeit der Belastung und der Balkengeometrie die zu erwartende Rissbreite und Risstiefe sowie die Durchbiegung zu ermitteln. Da es sich hier um eine baustofftechnologische Arbeit handelt, werden an dieser Stelle nur die erforderlichen Eingangskennwerte sowie die Methodik des Modells erläutert und ferner auf die Arbeit von Spitra verwiesen.

4.7.2 Modellierung des Zugtragverhaltens

Unter Zugbeanspruchung versagt Beton bereits bei Spannungen von wenigen N/mm^2 spröde. Bis zum Erreichen der Betonzugfestigkeit weist dieser ein linear-elastisches Materialverhalten auf. Bei faserbewehrtem Beton übernehmen die Fasern mit einsetzender Rissbildung die Kraftübertragung.

Bis zur Überschreitung der Haftverbundfestigkeit zwischen Faser und Matrix ist eine weitere Rissöffnung und Steigerung der Last über die elastische Dehnung der Fasern möglich (siehe Abbildung 118 - rechts).

Nach Überschreiten der Zementsteinzugfestigkeit wird die Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung bis zum Erreichen der maximal übertragbaren Zugspannung, welche nachfolgend als Fasermatrixfestigkeit bezeichnet wird, über einen parabelförmigen Ansatz beschrieben. Diese Verfestigung wird in der Literatur als „strain-hardening“ Effekt bezeichnet und ist für die Fähigkeit des Werkstoffes zur „Mehrfach-Rissbildung“ erforderlich [23, 126].

In der letzten Phase, in welcher nach Ausbildung eines dominierenden Einzelrisses der Faserauszug stattfindet, fällt die Faserverbundspannung mit zunehmender Rissöffnung auf den Wert der Reibspannung ab. Der Verlauf des Spannungsabfalls ist hauptsächlich auf die Verringerung der Fasereinbindelänge bei zunehmender Rissöffnung zurückzuführen. Dieser Spannungsabfall wurde hier ebenso wie in dem von Stang [117] veröffentlichten Modell über einen bilinearen Verbundansatz (siehe Abbildung 118 - links) beschrieben. Die Parameter $\tau_{b,max}$, $\tau_{b,1}$ und s_1 wurden mit Hilfe eines statistischen Verfahrens zur Ermittlung empirischer Werte gewonnen. Damit ergibt sich für die Faserverbundspannung in Abhängigkeit der Relativverschiebung zur Matrix folgender Zusammenhang:

$$\text{für } s \leq s_1 \quad \tau_b(s) = \tau_{b,max} - (\tau_{b,max} - \tau_{b,1}) \cdot \left(1 - \frac{s}{s_1}\right) \quad \text{Gleichung 25}$$

$$\text{Für } s > s_1 \quad \tau_b(s) = \tau_{b,1} \quad \text{Gleichung 26}$$

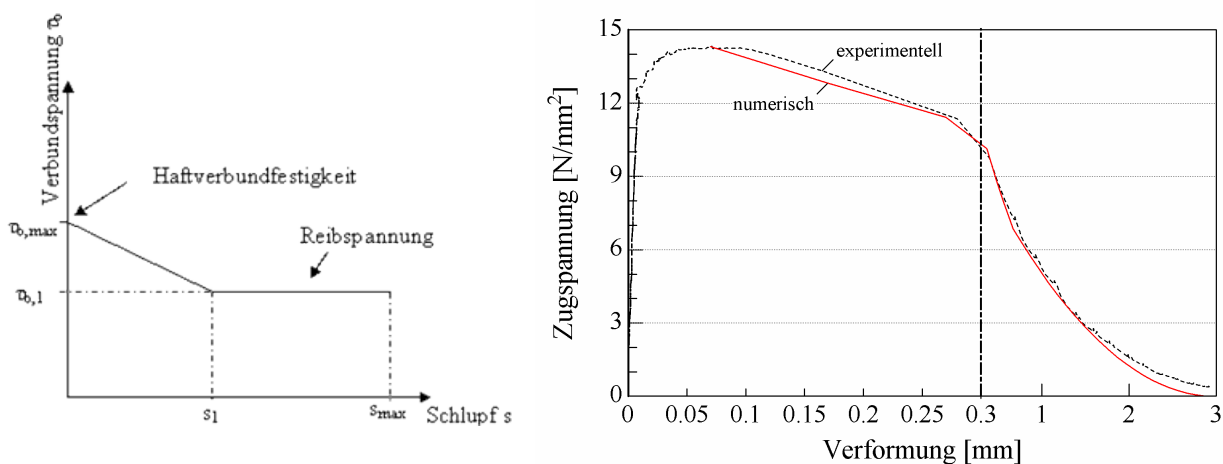


Abbildung 118: links: Bilinearer Verbundansatz für die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung
rechts: Vergleich der experimentellen Zugspannungs-Rissöffnungs-Kurve mit der numerischen Lösung

Die in Abhängigkeit der Rissöffnung übertragbaren Zugspannungen hängen maßgeblich von der rissquerenden Faseranzahl und ihrer Einbindelänge ab. Während die kürzest mögliche Einbindelänge gleich Null ist, entspricht die maximal wirkende Einbindelänge der halben Faserlänge. Dies wurde durch das Versuchsergebnis bestätigt, da bei der gewählten Stahlfaserlänge von 6 mm ab einer Rissöffnung von 3 mm, entsprechend der halben Faserlänge, eine Übertragung von Zugspannungen nicht mehr möglich war (siehe Abbildung 118 - rechts).

Da alle Einbindelängen die gleiche Wahrscheinlichkeit aufweisen, entspricht die mittlere Einbindelänge $l_f / 4$ [121, 122]. Unter der Annahme, dass entlang der mittleren Einbindelänge von $l_f / 4$ eine konst. Verbundspannung $\tau_b(w)$ wirkt, wurde für den eindimensionalen Fall die aufnehmbare Zugspannung $\sigma(w)$ in Abhängigkeit der Rissöffnung w nach Gleichung 27 berechnet.

$$\sigma(w) = \bar{l}_{fb}(w) \cdot \pi \cdot d_f \cdot N_{(1)}(w) \cdot \tau_b(w) \quad \text{Gleichung 27}$$

$l_{fb}(w)$: mittlere Fasereinbindungslänge bei einer Rissöffnung w nach Gleichung 28

$N_{(1)}(w)$: Anzahl der rissquerenden Fasern im eindimensionalen Fall nach Gleichung 29

d_f : Faserdurchmesser

$\tau_b(w)$: Faserverbundspannung in Abhängigkeit der Rissöffnung w nach Gleichung 25 bzw. 26

$$\bar{l}_{fb}(w) = \frac{l_f}{4} - \frac{w}{2} \quad \text{Gleichung 28}$$

$$N_{(1)}(w) = N_{(1)} \left(1 - \frac{w}{l_f / 2} \right) \quad \text{Gleichung 29}$$

Wie Abbildung 118 - rechts zeigt, war die Übereinstimmung zwischen der im zentrischen Zugversuch ermittelten und der mittels numerischem Faserverbundmodell erhaltenen Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung bei Verwendung der nachfolgend dargestellten Eingangskenngrößen ausgezeichnet.

Die aus den Versuchsergebnissen erhaltenen Kenngrößen zur mathematischen Charakterisierung der Zugspannungs-Rissöffnungs-Kurve von diesem UHFB waren:

- ein statischer E-Modul von $54\,400 \text{ N/mm}^2$; ermittelt im linear-elastischen Verformungsbereich bei Zugbeanspruchung,
- eine Zementsteinzugfestigkeit (Zugfestigkeit beim Erstriss) f_{ct} von $12,0 \text{ N/mm}^2$, ermittelt aus dem Zugversuch,
- ein parabelförmiger Übergang vom linear-elastischen Bereich bis zum Erreichen der Fasermatrixfestigkeit (max. aufnehmbare Zugspannung),
- eine Fasermatrixfestigkeit von $14,3 \text{ N/mm}^2$, ermittelt aus dem Zugversuch, und
- eine Rissöffnung nach Erreichen der Matrixzugfestigkeit bei einer Verformung von $0,007 \text{ mm}$.

Weiterhin wurden folgende nicht direkt messbaren Eingangskennwerte aus Versuchswerten ermittelt:

- Haftverbundspannung $\tau_{b,max} = 16,2 \text{ N/mm}^2$,
- Reibspannung $\tau_{b,1} = 12,2 \text{ N/mm}^2$ und
- Schlupf $s_1 = 0,6 \text{ mm}$

4.7.3 Modellierung des Biegezugtragverhaltens

Von einer Darstellung der zahlreichen und umfangreichen Formeln wird an dieser Stelle abgesehen und auf die Arbeiten von Spitra [125] und Stang [117] verwiesen. Bis auf die Festlegung der Form und Ausdehnung des Einflussbereiches um den Riss entsprechen sich die beiden Modelle. Zur besseren Veranschaulichung werden in Abbildung 119 die wichtigsten Modellannahmen graphisch dargestellt.

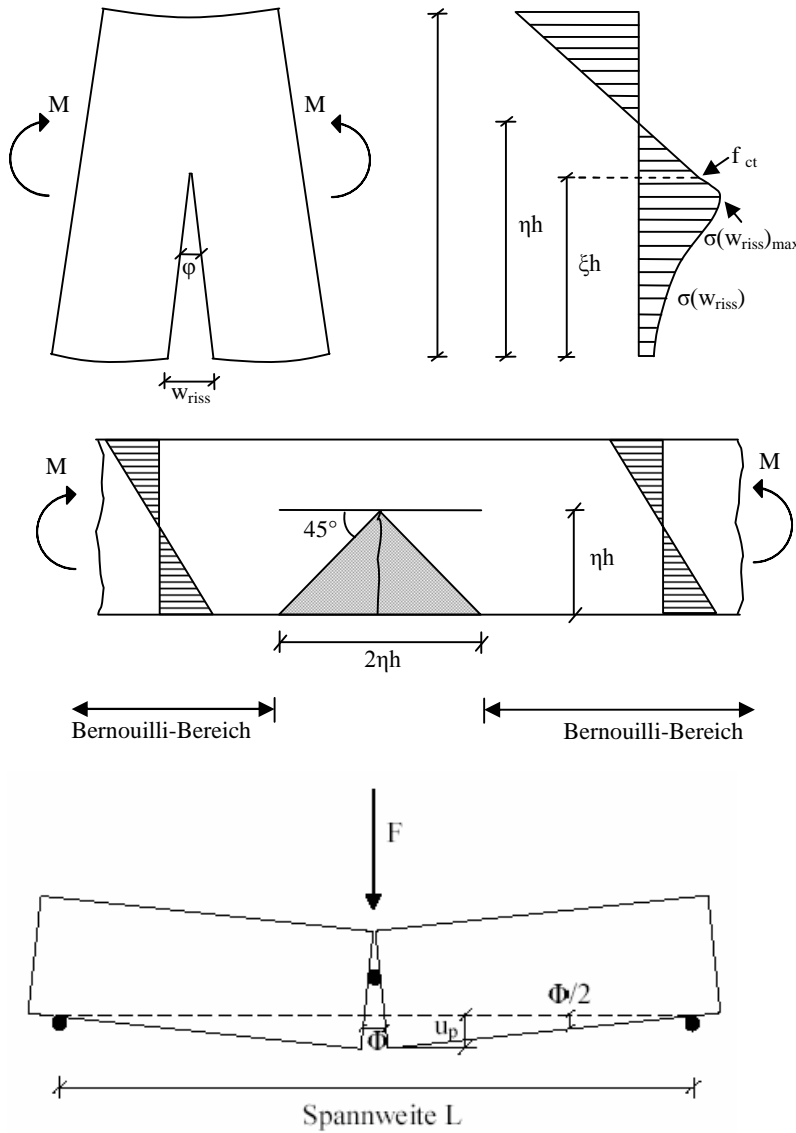


Abbildung 119: oben: Spannungen und Abmessungen am Einzelriss;
 mitte: Bereich mit geringen Spannungen und Einflusslänge zur Berechnung der Rissöffnung;
 unten: Starrkörperrotation der beiden Balkenhälften aus [125]

Zur Erläuterung werden im Folgenden die Annahmen und die Methodik des verwendeten Modells von Spitra [125] beschrieben:

- Bis zum Erreichen der Erstrissspannung unter Biegebeanspruchung verhält sich der Probekörper linear-elastisch entsprechend der Bernouilli'schen Balkentheorie.
- Nach Ausbilden eines Risses entspricht die Spannung an der Risswurzel der Zementsteinfestigkeit f_{ct} (siehe Abbildung 119 - oben).
- Die aufnehmbaren Zugspannungen im gerissenen Bereich sind abhängig von der Rissweite und entsprechen der im zentrischen Zugversuch ermittelten Zugspannungs-Rissöffnungs-Beziehung (siehe Abbildung 118 - rechts).
- Im Bereich der Druckzone wird linear-elastisches Materialverhalten unterstellt.
- Der Riss weist geradlinige Flanken auf, so dass der Rissöffnungswinkel φ in Abhängigkeit der Rissöffnung w_{riss} und der Risstiefe ξh nach Gleichung 30 berechnet werden kann.

$$\varphi = \frac{w_{riss}}{\xi \cdot h} \quad \text{Gleichung 30}$$

- Entlang des Risses breitet sich ein Einflussbereich mit geringen Spannungen aus. Beim Modell von Spitra weist er die Form eines von der Risswurzel unter 45° ausgehenden Keiles auf, so dass die Einflusslänge am Bauteilrand der doppelten Zugzonenhöhe ηh entspricht. Aus den resultierenden Dehnungsdifferenzen in dem Einflussbereich lässt sich die Rissöffnung nach Gleichung 31 berechnen.

$$w_{riss} = \left[\left(\frac{\eta h}{\eta h - \xi h} \right) \cdot f_{ct} - \sigma(w_{riss}) \right] \cdot \frac{2 \cdot \xi h}{E - Modul_{UHFB}} \quad \text{Gleichung 31}$$

- Die Durchbiegung setzt sich aus der Summe aus elastischer und plastischer Verformung im Bereich des Risses zusammen.
- Die elastische Durchbiegung wird gemäß der klassischen Balkentheorie nach Gleichung 32 berechnet.

$$u_e = \frac{F \cdot L^3}{48 \cdot E_{UHFB} \cdot I} \quad \text{Gleichung 32}$$

- Für die Berechnung des plastischen Anteils wird vorausgesetzt, dass sich im Bereich des Risses ein plastisches Gelenk mit dem Öffnungswinkel Φ ausbildet und die beiden Hälften werden als starr betrachtet (siehe Abbildung 119 - unten). Die plastische Durchbiegung entspricht der Hälfte des Produktes aus Spannweite und Öffnungswinkel Φ , welcher sich nach Gleichung 33 berechnet.

$$\Phi = \frac{(\varphi - \varphi_e)}{2} \quad \text{mit} \quad \varphi_e = \frac{F \cdot L^2}{16 \cdot E \cdot I} \quad \text{und} \quad \varphi \text{ siehe oben} \quad \text{Gleichung 33}$$

- Das aufnehmbare Biegemoment wird in Abhängigkeit der Rissöffnung w_{riss} berechnet.

- Die Lage der Nulllinie ηh und die Risstiefe ξh ergeben sich aus dem horizontalen und kinematischen Gleichgewicht im untersuchten Querschnitt.
- Zur Sicherstellung der numerischen Stabilität wurden Abbruchkriterien in der Größenordnung von 2,5 % bis 5,0 % verwendet.

4.7.4 Ergebnisse und Interpretation

4.7.4.1 Biegezugspannung und Durchbiegung in Abhängigkeit der Rissweite

Im Bereich kleinerer Durchbiegungen, die zu Rissweiten von weniger als 0,2 mm führen, lässt sich das Last-Durchbiegungs-Verhalten gut mit der Modellrechnung vorhersagen. Mit darüber hinaus wachsenden Durchbiegungen bzw. Rissöffnungen wird das Nachbruchverhalten mit dem Modell gegenüber den Messkurven zunehmend zu steif abgebildet (siehe Abbildung 120). In diesem Zusammenhang stellt sich die Frage, ob bei größeren Rissöffnungen das Auszugsverhalten der Stahlfasern noch den Randbedingungen aus dem zentrischen Zugversuch entspricht. Stang stellte ebenfalls bei Rissöffnungen $> 0,5$ mm eine unzureichende Genauigkeit seiner Modellrechnung fest und führte dies auf die Verwendung des bilinearen Verbundansatzes zurück [117].

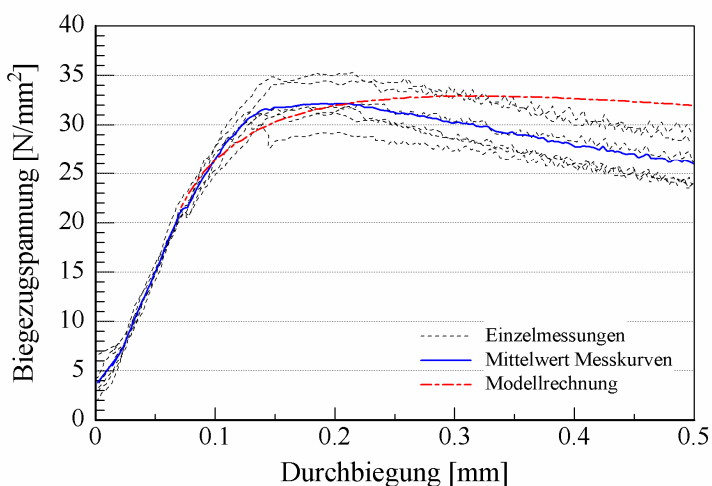


Abbildung 120: Vergleich zwischen der Modellrechnung und der im 3-Punkt-Biegezugversuch ermittelten Spannungs-Durchbiegungs-Kurve (Prisma: $40 \cdot 40 \cdot 160 \text{ mm}^3$; Rezeptur siehe Anhang - Tabelle 23)

Da in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit bzw. der Tragfähigkeit nur Rissweiten $< 0,2$ bis $0,3$ mm zugelassen sind, eignet sich das Modell, um zuverlässige Aussagen zur Traglast und den entsprechenden Verformungen (Durchbiegungen und Rissweiten) der Bauteile zu machen. Die mittels Modell berechneten, für die Bemessung maßgebenden Kenngrößen Biegezugspannung, Risstiefe und Durchbiegung wurden in Abhängigkeit der Rissweite in Abbildung 121 dargestellt.

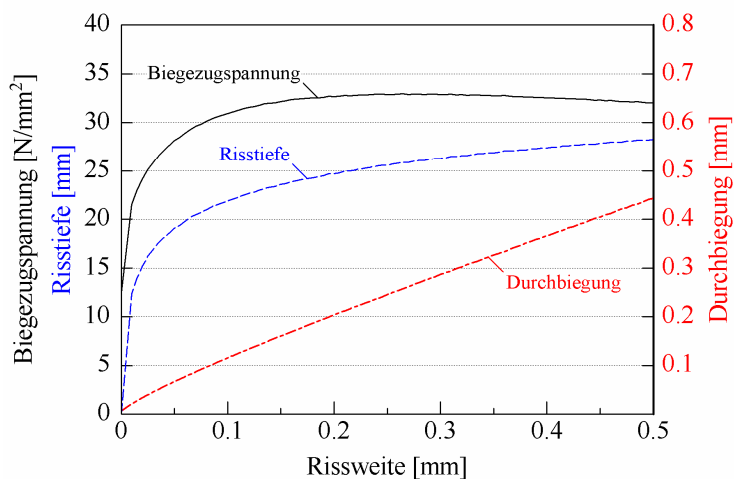


Abbildung 121: Biegezugspannung, Risstiefe und Durchbiegung in Abhängigkeit der Rissweite berechnet mittels Modell am Beispiel des $40 \cdot 40 \cdot 160 \text{ mm}^3$ Prismas

Die aufnehmbare Biegezugspannung erreicht bei der gewählten Geometrie ihr Maximum von 32 N/mm^2 bei einer Rissweite von $0,2$ bis $0,3 \text{ mm}$ (siehe Abbildung 121). Neueste Untersuchungen von Greiner [127] zum Tragverhalten von dünnen Bauteilen aus UHFB unter Biegebeanspruchung bestätigen, dass um die Biegezugfestigkeit zu erreichen beispielweise ein Prisma $150 \cdot 150 \cdot 600 \text{ mm}^3$ am Rand eine Rissbreite von $0,3$ bis $0,4 \text{ mm}$ aufweisen muss. Der Einfluss der Querschnittshöhe auf die zur Erreichung der Biegezugfestigkeit erforderlichen Rissweite konnte mittels Modellrechnung ermittelt und in Abbildung 122 dargestellt werden. Es zeigte sich, dass die zur Erreichung der Biegetragfähigkeit erforderliche Rissweite mit zunehmender Querschnittshöhe geringfügig ansteigt.

Mit der darüber hinausgehenden Rissöffnung fällt die aufnehmbare Biegezugspannung in dem für die Praxis relevanten Bereich nur langsam ab. Die Durchbiegung steigt dabei überproportional zur Belastung an (siehe Abbildung 121). Für die Anwendung bedeutet dies, dass das Bauteil ein duktiler, gutmütiger Bruchverhaltens aufweist und die Begrenzung der Durchbiegung das für die Bemessung ausschlagende Kriterium sein kann. Greiner [127] geht aufgrund von ersten Versuchsergebnissen an einer allseitig eingespannten, quadratischen Platte davon aus, dass UHFB wegen seines „gutmütigen“ Bruchverhaltens in der Lage ist Fließlinien auszubilden und Beanspruchungen umzulagern. Sollte sich dies bestätigen, so könnten – wenn ein Aufreißen der Biegezugzone zugelassen wird – Beanspruchungen aus Bereichen mit ungünstiger Faserorientierung in Bereiche mit isotroper bzw. günstiger Faserausrichtung umgelagert werden [127]. Dadurch könnten bei der Bemessung niedrigere Sicherheitsbeiwerte für die Faserorientierung angesetzt werden.

Gemäß der französischen Richtlinie [21] lässt sich die Rissweite bei bekannter Durchbiegung nach Gleichung 34 abschätzen. Dabei wird darauf hingewiesen, dass diese Abschätzung zu Beginn der Rissbildung nur eine unbefriedigende Genauigkeit liefert. Die Risstiefe erreicht demnach schnell 80 bis 90% der Querschnittshöhe und bleibt anschließend konstant.

$$w = \frac{4}{3} \cdot 0,9 \cdot (f - f_0)$$

Gleichung 34

f_0 = Durchbiegung am Ende der Linearität (hier 0,007 mm)

f = gemessene Durchbiegung

Bei einer Rissweite von 0,3 mm beträgt die Abweichung zwischen den mittels Modellrechnung und Abschätzung ermittelten Werten 17 bzw. 20 % (siehe Tabelle 16). Es kann davon ausgegangen werden, dass die Abschätzung nach der französischen Richtlinie auf der sicheren Seite liegt und deswegen die höheren Werte liefert. Diese Annahme wurde ebenso wie die Aussage, dass zu Beginn der Rissbildung die Abschätzung nach der französischen Richtlinie [21] nur ungenaue Werte liefert, durch den Vergleich mit den Werten der Modellrechnung bestätigt.

Tabelle 16: Vergleich der mittels Modellrechnung und Abschätzung erhaltenen Werte für die Rissweite und Risstiefe bei Biegebeanspruchung eines 40 · 40 · 160 mm³ Prismas

Durchbiegung [mm]	Modellrechnung		Abschätzung gemäß [21]		Abweichung	
	Rissweite [mm]	Risstiefe [mm]	Rissweite [mm]	Risstiefe [mm]	Rissweite [%]	Risstiefe [%]
0,116	0,100	21,9	0,131	31,45 ⁽¹⁾	30,8	43,6
0,204	0,200	24,7	0,236	31,45 ⁽¹⁾	18,2	27,3
0,300	0,300	26,3	0,352	31,45 ⁽¹⁾	17,2	19,6
0,367	0,400	27,4	0,432	31,45 ⁽¹⁾	8,0	14,8
0,444	0,500	28,3	0,524	31,45 ⁽¹⁾	4,9	11,1

⁽¹⁾: 85 % der Querschnittshöhe (hier 37 mm)

4.7.4.2 Maßstabseffekt

Die mittels Modell durchgeführte Parameterstudie ergab einen im Bereich der zulässigen Rissöffnung von 0,2 bis 0,3 mm deutlichen Einfluss der Querschnittshöhe auf die aufnehmbaren Biegezugspannungen (siehe Abbildung 122). Mit zunehmender Querschnittshöhe von 20 auf 200 mm fiel die maximale Biegezugspannung von 34,4 auf 27,0 N/mm² ab.

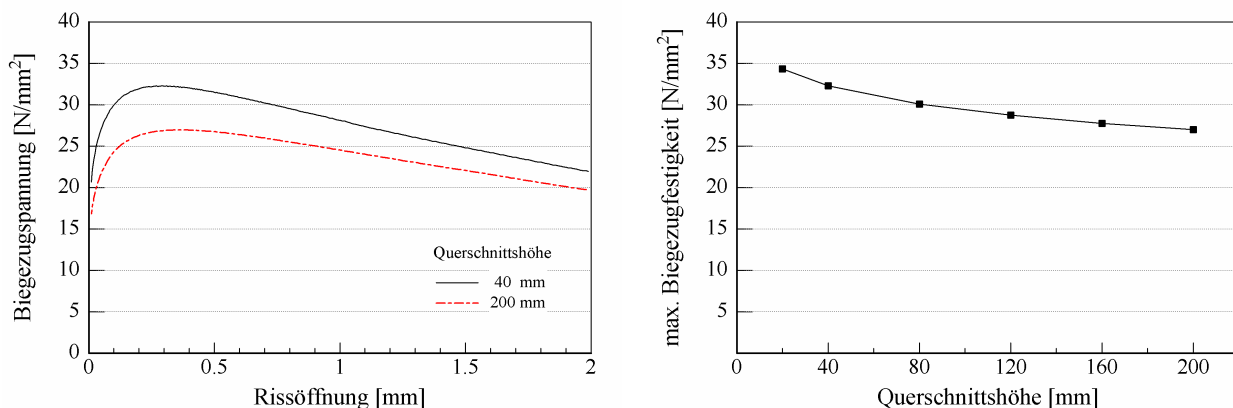


Abbildung 122: links: Einfluss der Querschnittshöhe auf das Nachbruchverhalten
rechts: Maßstabseffekt der Biegezugfestigkeit berechnet mittels Modell

Anhand dieser Ergebnisse kann prognostiziert werden, dass selbst bei Querschnittshöhen > 200 mm die maximal aufnehmbare Biegezugspannung bei dem hier eingesetzten UHFB nicht unter 25 N/mm^2 fallen wird, was in etwa der doppelten Zugfestigkeit bei Erstriss von 12 N/mm^2 entspricht (siehe Tabelle 17).

Tabelle 17: Ergebnisse der Modellrechnung zum Maßstabeffekt bei Biegebeanspruchung

Querschnittshöhe [mm]	max. Biegezugspannung [N/mm ²]	Faktor <u>max. Biegezugspannung</u> Zugspannung bei Erstriss
20	34,4	2,86
40	32,3	2,69
80	30,1	2,51
120	28,7	2,39
160	27,8	2,31
200	27,0	2,25

Verglichen mit dem in der Literatur [68, 127] dargestellten Maßstabeffekt (vgl. Abbildung 27) fällt der Einfluss der Querschnittshöhe auf die Biegezugfestigkeit bei der mittels Modell durchgeführten Parameterstudie etwas geringer aus. Da die Modellgenauigkeit gerade im Bereich der max. Biegezugspannung sehr hoch ist, muss der Grund für die Abweichung hauptsächlich in einer unterschiedlichen Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung des untersuchten UHFBs gegenüber dem in der Literatur [68] dargestellten UHFB liegen.

Zusätzlich kann auch die infolge eines unterschiedlichen Betonierprozesses auftretende Orientierung der Fasern bzw. der in Abhängigkeit des Verhältnisses zwischen Querschnittsabmessungen und Faserlänge mehr oder weniger ausgeprägte „Randeffekt“ zu der Abweichung beigetragen haben. Dabei richten sich die Fasern in einem Randbereich mit einer Dicke von etwa der halben Faserlänge parallel zur Schalungsoberfläche aus und bewirken aufgrund ihrer vorteilhaften Orientierung senkrecht zur Rissflanke höhere Biegezugspannungen.

5 Zusammenfassung

5.1 Ausgangssituation und Zielsetzung

Anfang der 90er Jahre wurde in Frankreich und Kanada, federführend an der BOUYGUES S.A. Scientific Division die Entwicklung des so genannten **Beton de Poudres Réactives (BPR)** oder **Reactive Powder Concrete (RPC)**, welcher hier mit dem deutschen Begriff **ultrahochfester Beton (UHFB)** bezeichnet wird, vorangetrieben. Die 2002 erschienene französische Richtlinie zur Ausführung und Bemessung von Bauteilen aus UHFB gibt die umfangreichen bei den Untersuchungen im Vorfeld und bei der Ausführung von Demonstrationsbauvorhaben gewonnenen Erkenntnisse und Erfahrungen wieder.

Die herausragenden Eigenschaften des ultrahochfesten Betons sind eine 28-Tage-Druckfestigkeit von rund 200 N/mm², eine Biegezugfestigkeit von bis zu 50 N/mm², eine extrem niedrige Porosität und ein duktiler Nachbruchverhalten.

Mit der vorliegenden Arbeit sollte zu einem besseren Verständnis der betontechnologisch entscheidenden Maßnahmen bei der Herstellung von Bauteilen aus ultrahochfestem Beton beigetragen werden. Im Fokus der eigenen Forschungsarbeit stand die Lösung der für den UHFB typischen Problemstellungen, wie die Reduzierung von festigkeitsmindernden Verarbeitungsporen, die zeitliche Entwicklung der mechanischen Eigenschaften, der autogenen Verformungen und die der bei Behinderung der Verformungen resultierenden Gefahr der Rissbildung infolge von Zwangsspannungen sowie die Optimierung des Fasereinsatzes zur Erhöhung der Duktilität. Abschließend erfolgte die Vorstellung und Verifizierung eines Modells zur Vorhersage des Bruchverhaltens von Biegebalken aus faserbewehrtem UHFB.

5.2 Technologische Maßnahmen und Herstellmethoden für hohe Druckfestigkeiten

Den zahlreichen Veröffentlichungen zu den für eine hohe Druckfestigkeit erforderlichen betontechnologischen Maßnahmen kann entnommen werden, dass die Optimierung der Packungsdichte und die Erhöhung der Gefügehomoogenität durch die Verringerung des Größtkorns, die drastische Reduzierung der Matrixporosität und das Vermeiden von Fehlstellen die maßgebenden Parameter darstellen.

Die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen zur zielsicheren Erreichung der hohen Druckfestigkeit untergliedern sich in die drei Schwerpunkte Maßnahmen zur Reduzierung des Gehaltes an Verarbeitungsporen, Optimierung der Packungsdichte und Ermittlung der optimalen Bindemittelmatrixzusammensetzung.

Hinsichtlich der Reduzierung des Gehaltes an Verarbeitungsporen wurden zwei unterschiedliche Lösungen gefunden. Mit Hilfe einer speziellen Mischtechnik konnte durch das Anlegen eines Unterdrucks von 50 mbar im geschlossenen Mischsystem der Frischbeton unabhängig von der Konsistenz nahezu vollständig entlüftet werden.

Da davon ausgegangen werden muss, dass UHFB nur bei speziellen Anwendungen zum Einsatz kommt und deswegen ein Fertigteilwerk mit der vorhandenen Misch- und Verdichtungstechnik auskommen muss, wurde die herkömmliche Methode zur Reduzierung des Gehaltes an Verarbeitungsporen über das Einstellen eines fließfähigen, selbstverdichtenden Frischbetons ebenfalls verfolgt. Besonders schwierig gestaltet sich dabei der porenfreie Einbau von UHFB mit Stahlfasergehalten $> 3,0$ Vol.-% oder bei Zusatz von feinen PP-Fasern in Gehalten $> 0,30$ Vol.-%.

Neben der Mischungszusammensetzung und der geeigneten Auswahl der Ausgangsstoffe spielten bei der Einstellung einer fließfähigen, selbstverdichtenden Frischbetonkonsistenz (Setzfließmaß von 26 - 30 cm) die Mischreihenfolge und –zeiten eine maßgebende Rolle. Bei der Mischreihenfolge hatte sich eine zweigeteilte FM-Zugabe als besonders wirkungsvoll herausgestellt. Nach Einmischen der ersten Hälfte des FM mit dem Anmachwasser wurde eine Mischpause eingehalten, um die Zugabe des Restfließmittels zum optimalen Zeitpunkt – rd. 5 Minuten nach dem ersten Kontakt des Zementes mit Wasser - zu ermöglichen.

Die Optimierung der Packungsdichte erfolgte mittels rheologischer Messungen anhand der Bestimmung der relativen Viskosität, als Maß für die innere Reibung der Frischbetone. Bei den Untersuchungen wurde der Einfluss des Sandes über die Variation der Korngrößenverteilung und des Gehaltes sowie der Einfluss des Silikastaubgehaltes auf die Frischbetoneigenschaften untersucht.

Im Bereich einer Korngrößenbandbreite des Sandes von 0,1 bis 0,6 mm wirkte sich die Sieblinie des Sandes bei einem Gehalt von knapp 360 l/m^3 nicht signifikant aus. Im Versuch stellte sich ein Sandgehalt von 360 bis 390 l/m^3 als optimal heraus. Höhere Sandgehalte bewirkten eine deutliche Verschlechterung der Frischbetoneigenschaften. Im Falle der Zugabe von Stahlfasern mit einem Durchmesser von 0,16 mm musste der Sandgehalt zur Gewährleistung der Frischbetoneigenschaften um das Volumen der Fasern vermindert werden.

Frischbetone mit einem Silikastaubgehalt ≥ 24 Vol.-%, bezogen auf den durch Zement und Quarzmehl eingenommenen Stoffraum, wiesen die geringste Viskosität und somit eine hohe Packungsdichte auf.

Hinsichtlich der Bindemittelmatrixzusammensetzung erwähnt die Literatur nur das optimale Masseverhältnis (Silikastaub + Quarzmehl) / Zement von 0,62 bzw. beschränkt den Wassergehalt über die Einhaltung einer relativen Dichte von 0,86 bis 0,88.

Für eine gute Verarbeitbarkeit war bei den in der eigenen Forschungsarbeit eingesetzten Ausgangsstoffen und Mischungs-zusammensetzungen mit Portlandzement ein Gesamtwassergehalt von 185 bis 210 l/m³ (Anmachwasser + wässriger Anteil des FM) erforderlich. Die relative Dichte der untersuchten UHFB lag mit 0,85 bis 0,87 in dem geforderten Bereich.

Im Rahmen der eigenen Forschungsarbeit wurde der Einfluss der Zementart, des w/z-Wertes und des Silikastaubgehaltes auf die 28-Tage-Druckfestigkeit untersucht. Das nach einer 28-tägigen Lagerung bei 20 °C angestrebte Druckfestigkeitsniveau von 180 bis 200 N/mm² konnte nur bei Verwendung von Portlandzement realisiert werden. Demgegenüber fielen die Druckfestigkeiten der UHFB mit Hochofenzement etwa 20 % geringer aus. Ein Ausschöpfen des mit den eingesetzten Ausgangsstoffen erreichbaren Festigkeitspotentials im Alter von 28 Tagen war bei den UHFB mit Portlandzement nur möglich, wenn der w/z-Wert und der Silikastaubgehalt in einem bestimmten Verhältnis zueinander standen. Am Beispiel eines w/z-Wertes von 0,24 lag der für eine hohe Druckfestigkeit optimale Silikastaubgehalt bei 22 ÷ 25 M.-% bezogen auf den Zement.

5.3 Entwicklung der mechanischen Eigenschaften

Wie schon von Normal- und Hochleistungsbeton bekannt, entwickelte sich auch bei ultrahochfestem Beton der statische E-Modul, gefolgt von der Zugfestigkeit, schneller als die Druckfestigkeit. Um die Gefahr der Rissbildung beurteilen bzw. den Anteil der infolge Kriechen und Relaxation abgebauten Spannungen im Falle einer Zwangbeanspruchung bestimmen zu können, war es erforderlich, anhand der Messwerte die Entwicklung des stat. E-Moduls und der Spaltzugfestigkeit von Beginn an bis zu einem Alter von 28 Tagen mittels einer Fitfunktion zu beschreiben. Dadurch konnte der Verlauf der Festigkeitsentwicklung bei 20 °C-Lagerung, welcher durch einen sehr steilen Anstieg im jungen Alter und eine langsame aber ausgeprägte Nacherhärtung im hohen Alter charakterisiert wird, sehr gut abgebildet werden. Langzeituntersuchungen zeigten, dass die Druckfestigkeit im Alter von ca. 6 Jahren mit 250 N/mm² gegenüber der 28-Tage-Festigkeit von 160 N/mm² unerwartet hoch ausfiel.

Mit Hilfe von Messungen mittels ²⁹Si-MAS-Festkörper-NMR konnten die Hydratationsgrade des Zementes und Silikastaubes getrennt voneinander bestimmt und ebenfalls die Beschaffenheit der gebildeten CSH-Phasen ermittelt werden. Die Zementhydratation war bei einem Hydratationsgrad von ca. 35 % nach spätestens 7 Tagen abgeschlossen und demnach für die schnelle Festigkeitsentwicklung im jungen Alter verantwortlich. Zu diesem Zeitpunkt hatte erst ein geringer Anteil von 25 % des Silikastaubes mit dem Portlandit puzzolanisch reagiert. Im hohen Alter von über einem Jahr stieg dieser Anteil auf 75 % an und es wurde gleichzeitig eine deutliche Zunahme der mittleren Kettenlänge der CSH-Phasen nachgewiesen. Diese Phänomene waren offensichtlich die Ursache für die deutliche Nacherhärtung im hohen Alter.

5.4 Gefahr der Rissbildung bei Zwangbeanspruchung

Das hohe Bindemittelleimvolumen der ultrahochfesten Betone von rd. 500 l/m³ führt während der Erhärtung aufgrund der Volumenkontraktion infolge chemischer Reaktionen bzw. physikalischer Vorgänge zu großen autogenen Schwindverformungen. Die Behinderung dieser bewirkt Zwangsspannungen, die im jungen Alter die noch wenig ausgeprägte Zugfestigkeit übersteigen und somit zur Rissbildung führen können.

Im Rahmen der eigenen Forschungsarbeit wurde unter Beibehaltung eines konstanten Bindemittelleimvolumens, bestehend aus Zement, Silikastaub und Wasser, der Einfluss der Zementart, des w/z-Wertes, des Silikastaubgehaltes sowie einer infolge des FM-Wirkstoffes mehr oder weniger verzögerten Erstarrung auf die freie autogene Verformung und die Zwangsspannung im starren Reißrahmen untersucht.

Die Untersuchungsergebnisse zeigten, dass im kritischen Zeitraum 2 bis 8 Stunden nach Erstarrungsende die UHFB mit Portlandzement hohen Beanspruchungsgraden von > 75 % ausgesetzt waren. Innerhalb weniger Stunden fiel anschließend der Beanspruchungsgrad aufgrund der steigenden Spaltzugfestigkeit auf weniger als 20 % ab. Bei Einsatz eines hochwirksamen Fließmittels mit sehr geringer Verzögerungswirkung kam es bereits 2,5 Stunden nach der Erstarrung zur Rissbildung.

Dagegen waren die UHFB mit Hochofenzement zu keinem Zeitpunkt Beanspruchungsgraden von über 50 % ausgesetzt, so dass diese hinsichtlich der Gefahr der Rissbildung bei Erhärtung unter Zwang als sehr gutmütig eingestuft werden konnten.

Zusammenfassend können folgende betontechnologische Maßnahmen hinsichtlich der Verminderung der Rissgefahr bei Erhärtung von UHFB unter Zwang in der Reihenfolge ihrer Wirkung genannt werden:

- Verwendung von Hochofenzementen. Jedoch müssen dann um bis zu 20 % geringere 28-Tage-Druckfestigkeiten in Kauf genommen werden,
- Verwendung von Fließmitteln auf Basis von Polycarboxylatether mit verzögernder Wirkung (Erstarrungsende sollte frühestens nach 8 Stunden eintreten),
- Begrenzung des Silikastaubgehaltes auf den für eine hohe Packungsdichte erforderlichen Gehalt und evtl.
- Erhöhung des Sandgehaltes auf den hinsichtlich der Verarbeitbarkeit noch vertretbaren Gehalt.

Der für die Rissbildung unter Laborbedingungen bestimmte kritische Zeitraum deckt sich in etwa bei einer Fertigteilverproduktion mit der Verweilzeit des UHFBs in der Schalung. Jedoch können diese Erkenntnisse wegen der Eliminierung der Temperaturentwicklung infolge Hydratation nicht direkt auf die Praxis übertragen werden.

Unter der berechtigten Annahme, dass während der Erwärmung des Bauteils infolge Hydratation sich die für die Zwangbeanspruchung maßgebenden Einflüsse auf der Seite der Einwirkung und des Widerstandes in etwa aufheben, erhöht sich die Gefahr der Rissbildung nur während der Abkühlphase. Da die Summe der resultierenden Zwangspannungen aus behinderter autogener Schwindverformung und Verkürzung infolge Abkühlung die Zugfestigkeit des UHFB zu diesem Zeitpunkt voraussichtlich übersteigen würde, muss eine Abkühlung des UHFBs unter Zwang vermieden werden.

Anhand der in Laborversuchen ermittelten Zusammenhänge zwischen dem Erstarrungszeitpunkt und den Entwicklungen von Temperatur, Zwangspannung und Festigkeit lässt sich folgende Vorgehensweise zur Verhinderung der Rissbildung von Bauteilen ableiten:

- Kontinuierliche Aufzeichnung der Bauteiltemperatur bzw. Bestimmung des Erstarrungszeitpunktes,
- Anbringen einer Wärmedämmung nach Erreichen des Temperaturmaximums bzw. rund 8 Stunden nach Erstarrung,
- Belassen in der wärme gedämmten Schalung für ca. 8 Stunden, was zu einer Erhöhung der Zugfestigkeit bei gleich bleibender Zwangbeanspruchung führt und schließlich
- Zügiges Ausschalen und Schutz vor Austrocknung bis zum dritten Tag.

5.5 Fasereinsatz zur Erhöhung der Duktilität und Vorstellung eines Modells zum Tragverhalten von Biegebalken aus faserbewehrtem UHFB

Um ein Versagen ohne Ankündigung von Bauteilen aus UHFB zu vermeiden und gleichzeitig die hohe Festigkeit bei der Bemessung ausnutzen zu können, wird durch das Beimischen von Fasern eine bestimmte Materialduktilität erzeugt. Der Herstellungsprozess und die Mischungszusammensetzung wirken sich ebenfalls über eine Faserorientierung und einen Einfluss auf den Verbund zwischen Faser und Matrix auf das Nachbruchverhalten aus. Zu diesen zwei Schwerpunkten enthält die Literatur [83, 27] bereits erste Untersuchungsergebnisse.

Weiterhin wurden bereits Ansätze zur Erhöhung der Effektivität der Fasertragwirkung durch Kombinationen verschiedener Fasertypen veröffentlicht. Die Literaturangaben beschränken sich aufgrund der Problematik beim Einmischen von hohen Fasergehalten und der gleichzeitigen Sicherstellung der Entlüftung des Frischbetons auf Stahlfasergehalte von max. 3,5 Vol.-%. Die Zugabe von dünnen PP-Fasern verschärft diese Problematik zusätzlich. Mit Hilfe der bei den eigenen Untersuchungen eingesetzten Mischtechnik mit angeschlossener Vakuum-Peripherie war es möglich, den Frischbeton zu entlüften und somit den Einfluss wesentlich höherer Fasergehalte auf das Nachbruchverhalten unabhängig von der Frischbetonkonsistenz zu untersuchen und den Wissensbereich zu erweitern.

Um eine ausreichende „Materialduktilität“ zu erreichen, ist eine ausgeprägte Mikrorissbildung im Bereich der Bruchprozesszone erforderlich. Dabei soll möglichst viel Energie verbraucht und die Steifigkeit des Materials in diesem Bereich reduziert werden. Der für einen weiteren Rissfortschritt erforderliche Energietransport wird damit verlangsamt. Zur Quantifizierung der Materialduktilität wurden die im 3-Punkt-Biegezugversuch an $4 \cdot 4 \cdot 16 \text{ cm}^3$ Prismen ermittelten, äquivalenten Biegezugspannungen $f_{eq,I}$ und $f_{eq,II}$ herangezogen.

Hinsichtlich des Einflusses der Betonzusammensetzung auf das Nachbruchverhalten stellte sich heraus, dass nicht die mittlere Druckfestigkeit des UHFBS, sondern vielmehr die infolge eines optimalen Silikastaubgehaltes höhere Packungsdichte maßgebend war. Die beiden UHFB, deren Silikastaubgehalt nur geringfügig über dem für eine hohe Packungsdichte optimalen Gehalt lag, wiesen das beste Nachbruchverhalten auf.

Die bevorzugte Faserkombination aus 2,5 Vol.-% Stahlfasern und 0,30 Vol.-% Polypropylenfasern in Verbindung mit einer Druckfestigkeit von 180 N/mm^2 zeichnete sich durch eine im zentrischen Zugversuch ermittelte hohe charakteristische Länge l_{ch} und durch den für eine Mehrfachrissbildung erforderlichen „strain-hardening-Effekt“ aus. Die in der Literatur als „strain-hardening“ bezeichnete Verfestigung beschreibt die nach Einsetzen der Rissbildung weiter ansteigende aufnehmbare Zugspannung.

Mit Hilfe eines numerischen Modells wurden auf Grundlage der im zentrischen Zugversuch ermittelten Kennwerte das Bruchverhalten von Biegebalken aus UHFB modelliert. Dabei wurden zusätzlich zu der aufnehmbaren Biegezugspannung und der Durchbiegung die beiden für die Bemessung relevanten Kenngrößen Rissweite und Risstiefe berechnet. Das mit 3-Punkt-Biegezugversuchen verifizierte Modell zeigte eine gute Übereinstimmung im Bereich der unter Biegebeanspruchungen zulässigen Rissweiten von 0,2 bis 0,3 mm. Bei größeren Rissöffnungsweiten wurde das Nachbruchverhalten zu steif abgebildet. Die berechneten Biegezugspannungen erreichten ihr Maximum von 32 N/mm^2 bei einer Rissweite von 0,2 mm. Da die Biegezugspannungen mit weiterer Rissöffnung nur allmählich abfielen und gleichzeitig eine linear ansteigende Durchbiegung verzeichnet wurde, konnte ein duktiles, gutmütiges Bauteilverhalten bestätigt werden.

Eine mittels Modell durchgeführte Parameterstudie zum Maßstabseinfluss ergab im Bereich der zulässigen Rissöffnungen von 0,2 bis 0,3 mm einen deutlichen Einfluss der Querschnittshöhe auf die maximal aufnehmbare Biegezugspannung. Anhand dieser Ergebnisse konnte prognostiziert werden, dass bei dem untersuchten UHFB selbst bei Querschnittshöhen $> 200 \text{ mm}$ die maximal aufnehmbare Biegezugspannung nicht unter 25 N/mm^2 fallen würde, was in etwa der doppelten Zugfestigkeit bei Erstriss von 12 N/mm^2 entspricht.

5.6 Ausblick

Die wesentlichen, herausragenden Eigenschaften des ultrahochfesten Betons sind das auf die Druckfestigkeit bezogene geringe Eigengewicht, die hohe Dauerhaftigkeit – selbst in aggressiven Umgebungsbedingungen –, das duktile Nachbruchverhalten, die leichte Formgebung und die optimalen Sichtbetoneigenschaften. Diese Eigenschaften wurden in den ersten aus UHFB ausgeführten Bauvorhaben wie der Unterbaukonstruktion des Kühlturms im Kernkraftwerk Cattenom, den beiden Brücken in Sherbrooke und Seoul und anderen, kleineren Anwendungen wie der Herstellung von dünnwandigen Rohren oder Spundwänden aus UHFB, eindrucksvoll demonstriert.

Hinderlich für eine breite Anwendung ist die bisher fehlende Bemessungsgrundlage für Bauteile aus UHFB. Nach Veröffentlichung der französischen Richtlinie „Interim Recommendations for Ultra High Performance Fibre-Reinforced Concretes“ im Januar 2002 lag der erste Bemessungsansatz für Bauteile aus UHFB vor. Die 2004 erschienene japanische Richtlinie „Ultra-High Strength Fiber-Reinforced Concrete Structures (USC)“, welche sich vor allem auf die Erfahrungen beim Bau der Sakata Mirai Bridge aus Ductal® (Fertigcompound für UHFB vertrieben durch die Fa. Lafarge) stützt, lehnt sich an die französische Richtlinie an.

Auf europäischer Ebene wurde eine Untergruppe des fib (fédération internationale du béton) mit Schwerpunkt UHPC (Ultra High Performance Concrete) gegründet. Deren Ziel ist es, innerhalb der nächsten zwei Jahre ein Bemessungskonzept für ultrahochfeste Betone mit Druckfestigkeiten von 115 bis über 200 N/mm² zu erarbeiten. Bis dahin wird der ultrahochfeste Beton bevorzugt bei speziellen Anwendungen, bei denen die Bauteile im 1:1 Maßstab geprüft werden können, zum Tragen kommen.

6 Anhang

6.1 Anhang – Stand des Wissens

Anhang - Tabelle 1: Mischungszusammensetzung laut Literaturangabe [9] und die daraus berechneten Anteile der Ausgangsstoffe in kg/m³ bzw. l/m³

Ausgangsstoff	Angenommene Reindichte [g/cm ³]	Lit.-Angabe bez. a. Zementgewicht [-]	berechnete Anteile	
			[kg/m ³]	[l/m ³]
Portlandzement	3,1	1	838	270
Silikastaub	2,35	0,23	193	82
Sand 0,15 – 0,60 mm	2,65	1,1	921	348
Quarzmehl d ₅₀ = 10 µm	2,65	0,39	327	123
Fließmittel	1,1	0,019	16	15
Wasser	1,0	0,17	142	142
Verarbeitungsporen				20
Gesamt			2437	1000
theor. Stoffraumdichte des trockenen Korngemisches			2768	
relative Dichte [-]	0,88			

6.2 Anhang – Ausgangsstoffe

Anhang - Tabelle 2: Spezifische Kennwerte und chem. Zusammensetzung des Silikastaubes gemäß Herstellerangaben

Kennwert	Silikastaub	
	Einheit	Angabe
Siebrückstand > 45 µm	[M.-%]	max. 0,2
Spez. Oberfläche	[m ² /g]	keine Angabe
pH-Wert	[-]	5,0 – 6,0
Schüttdichte (gepackt)	[kg/m ³]	300 - 450
Dichte	[g/cm ³]	2,317
Chem. Analyse	[M.-]	
Glühverlust		max. 0,6
SiO ₂		min. 98,0
C		max. 0,4
Fe ₂ O ₃		max. 0,05
Al ₂ O ₃		max. 0,3
CaO		max. 0,3
MgO		max. 0,1
SO ₃		max. 0,2
K ₂ O		max. 0,25
Na ₂ O		max. 0,05
P ₂ O ₅		max. 0,1
Cl		max. 0,01
H ₂ O		max. 0,3

Anhang - Tabelle 3: Herstellerangaben zu den spezifischen Kennwerten und der chem. Zusammensetzung der Zemente für die Untersuchungen zum Einfluss des FM-Zugabezeitpunktes

Kennwert	Zement	CEM I 42,5 R	CEM I 42,5
	Bezeichnung	hohes Na ₂ O-Äquiv.	kein C ₄ AF (weiß)
	Einheit		
spez. Oberfl. n. Blaine	[cm ² /g]	4320	3780
Wasseranspruch	[M.-%]	31,0	26,5
Steigungsmaß n	[-]	1,07	keine Angabe
Lageparameter `x	µm	15	keine Angabe
Dichte	g/cm ³	3,14	3,10
Chem. Analyse	[M.-]		
SiO ₂		19,8	21,9
Al ₂ O ₃		5,5	3,9
Fe ₂ O ₃		3,4	0,2
CaO		61,4	66,7
MgO		2,6	0,6
SO ₃		3,8	2,3
K ₂ O		1,5	0,5
Na ₂ O		0,1	0,1
Na ₂ O-Äquivalent (1)		1,1	0,4
Klinkerphasen n. Bogue			
C ₃ S		56,3	72,0
C ₂ S		17,2	8,3
C ₃ A		7,8	10,1
C ₄ AF		11,4	0,6

(1); $\text{Na}_2\text{O-Äquivalent} = 0,658 \text{ K}_2\text{O} + \text{Na}_2\text{O}$

Anhang - Tabelle 4: Herstellerangaben zu den spezifischen Kennwerten und der chem. Zusammensetzung der Zemente für die Untersuchungen zum Einfluss des FM-Zugabezeitpunktes

	Zement	CEM I 42,5 R	CEM I 42,5 R-HS
	Bezeichnung	durchschnittl.	kein C ₃ A
Kennwert	Werk	I	II
	Einheit		
spez. Oberfl. n. Blaine	[cm ² /g]	3650	4650
Wasseranspruch	[M.-%]	27,0	27,0
Steigungsmaß n	[-]	0,89	0,79
Lageparameter λ	μm	18	12,75
Dichte	g/cm ³	3,10	3,22
Chem. Analyse	[M.-]		
Glühverlust		keine Angabe	2,6
SiO ₂		19,7	18,5
Al ₂ O ₃		5,8	4,3
Fe ₂ O ₃		2,8	6,7
CaO		63,6	62,5
MgO		1,6	2,1
SO ₃		3,2	2,5
K ₂ O		1,1	0,7
Na ₂ O		0,0	0,2
Na ₂ O-Äquivalent (1)		0,7	0,66
Klinkerphasen n. Bogue			
C ₃ S		66,2	68,2
C ₂ S		6,5	1,6
C ₃ A		10,6	0,1
C ₄ AF		8,5	20,4

(1); $\text{Na}_2\text{O-Äquivalent} = 0,658 \text{ K}_2\text{O} + \text{Na}_2\text{O}$

Anhang - Tabelle 5: Herstellerangaben zu den spezifischen Kennwerten und der chem. Zusammensetzung der Zemente

	Zement	CEM I 42,5 R-HS	CEM III B 42,5 NW/HS ⁽²⁾	CEM I 52,5 R- HS/NA
	Werk	III	IV	V
Kennwert	Einheit			
spez. Oberfl. n. Blaine	[cm ² /g]			4530
Wasseranspruch	[M.-%]	29,5	30,5	28,5
Steigungsmaß n	[-]	1,09	0,95	1,10
Lageparameter λ	μ m	11,5	15,4	11,4
Dichte	g/cm ³	3,22	3,00	
Chem. Analyse	[M.-]			
Glühverlust		3,0	0,8	1,8
SiO ₂		19,7	29,2	20,2
Al ₂ O ₃		3,7	9,6	4,04
Fe ₂ O ₃		4,7	1,7	5,58
CaO		63,3	47,5	65,54
MgO		2,7	6,5	0,73
SO ₃		2,7	3,5	3,05
K ₂ O		0,8	0,6	0,40
Na ₂ O		0,2	0,3	0,18
Na ₂ O-Äquivalent (1)		0,73		0,44
Klinkerphasen n. Bogue			(3)	
C ₃ S		68,7		69,5
C ₂ S		4,7		5,5
C ₃ A		1,9		1,3
C ₄ AF		14,3		17,0

(1): Na₂O-Äquivalent = 0,658 K₂O + Na₂O

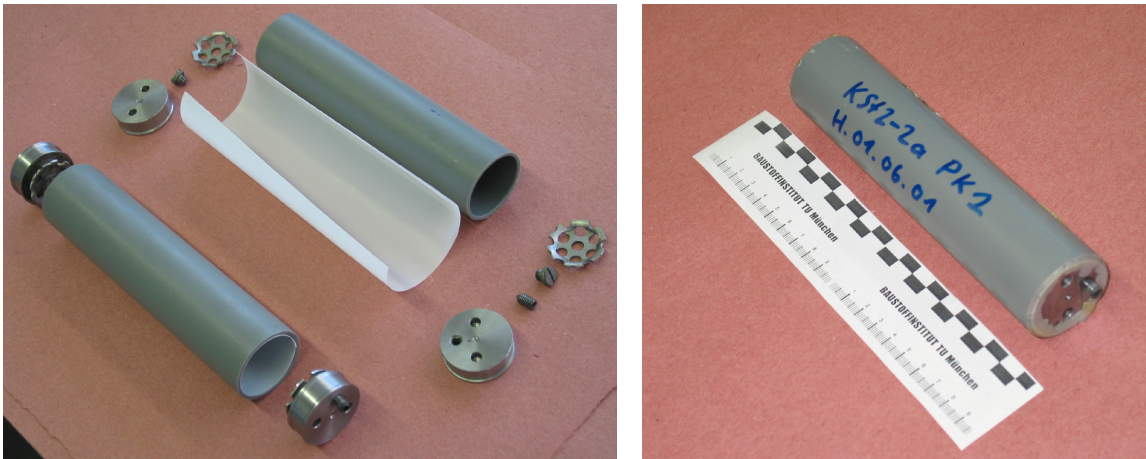
(2): Hüttensandanteil 68,8 %

(3): Berechnung der Klinkerphasen nach Bogue bei hochgeschlackten Zementen nicht möglich

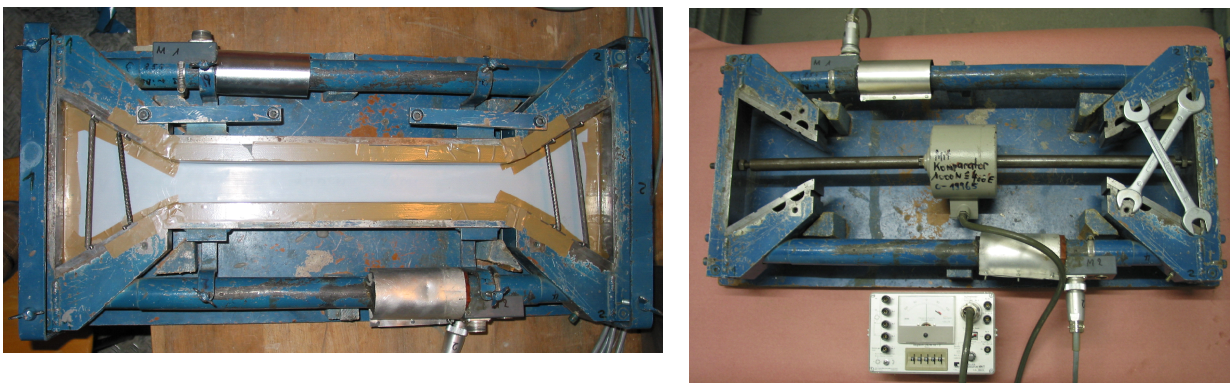
Anhang - Tabelle 6: Herstellerangaben zu den werkstoffspezifischen Kennwerten der eingesetzten Fasern

	Material	Stahl	Kohlenstoff	Polypropylen
Kennwert	Einheit			
Dichte	[g/cm ³]	7,85	1,78	0,91
Faserdurchmesser	[μ m]	150 - 170	7	18
Faserlänge	[mm]	2 - 4 - 6	3 - 6 - 9	4,6
Zugfestigkeit	[N/mm ²]	2000 - 2500	3500	230
E-Modul	[N/mm ²]	210 000	220 - 240 000	570
Bruchdehnung	[%]		1,25 - 1,6	250
spez. Charakterisierung	---	---	Carbonanteil > 95 % Schlichtengehalt: 1,5 - 6,5 M.-% Schlichtentyp: Glycerin	2,4 dtex
Schmelzpunkt	[°C]	---	---	160
Entzündungstemperatur	[°C]	---	---	> 320

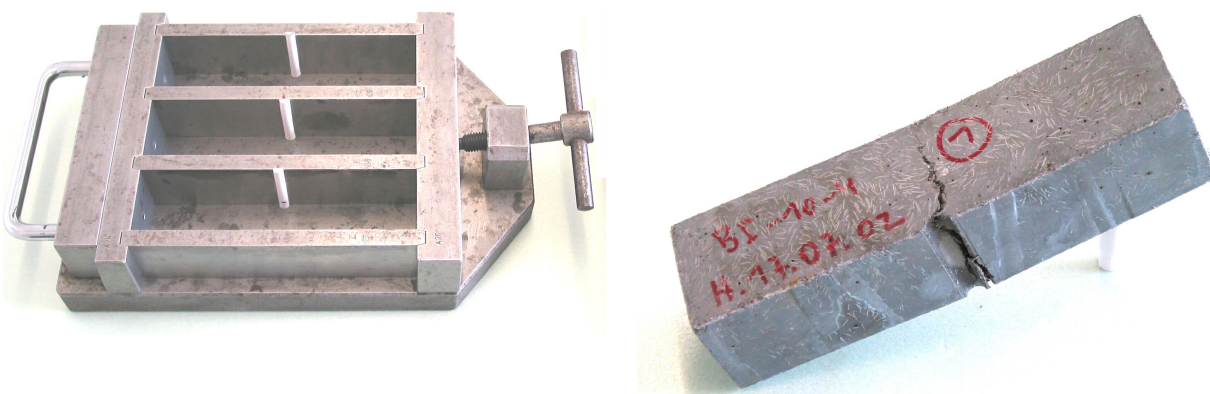
6.3 Anhang – Versuchseinrichtungen



Anhang - Abbildung 1: links: Einzelteile zur Herstellung der Prüfkörper – rechts: Probekörper zur Messung der freie autogene Verformung



Anhang - Abbildung 2: links: Reißrahmen vor der Befüllung – rechts: Kalibrierung mittels Wägezelle und manuellem Kompensator



Anhang - Abbildung 3: links: Prismenform mit eingeklebtem Kunststoff-Halbrundprofil
rechts: im 3-Punkt-Biegezugversuch geprüfter Probekörper aus faserbewehrtem UHFB

6.4 Anhang – Eigene Untersuchungen

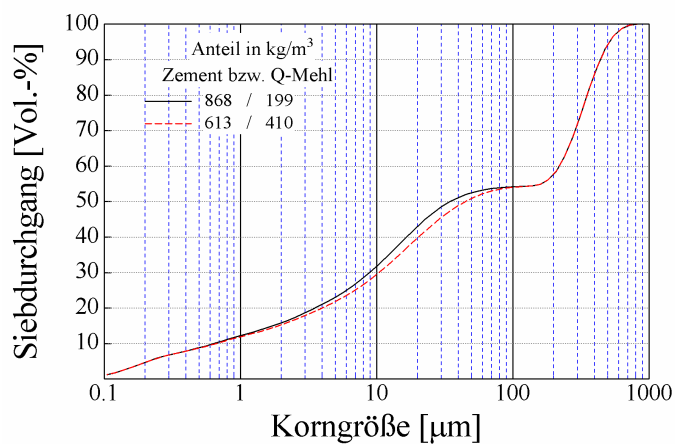
Anhang - Tabelle 7: Rezepturen – Versuchsreihe 1 – Einfluss des w/z-Wertes auf die rheologischen Eigenschaften

Ausgangsstoffe	CEM I 42,5 R/HS Werk II / 1999					
	w/z = 0,24		w/z = 0,26		w/z = 0,28	
	Anteile		Anteile		Anteile	
	kg/m ³	l/m ³	kg/m ³	l/m ³	kg/m ³	l/m ³
Quarzsand 0,125-0,5 mm	929	349	914	344	900	338
Q-Mehl < 0,063 mm	195	73	192	72	189	71
Zement	866	269	852	265	839	260
Silikastaub	220	94	217	92	213	91
FM (Polycarboxylat)	19 ⁽¹⁾	17	15 ⁽¹⁾	14	14 ⁽¹⁾	13
Wasser	198	198	213	213	227	227
Gesamt	2428	1000	2405	1000	2381	1000

⁽¹⁾: FM 2453

Anhang - Tabelle 8: Rezepturen – Einfluss des FM-Wirkstoffes auf die rheologischen Eigenschaften

Ausgangsstoffe	CEM I 42,5 R-HS Zement III	
	Anteile	
	kg/m ³	l/m ³
Quarzsand < 0,6 mm	949	357
Quarzmehl < 0,063 mm	200	75
Zement	869	270
Silikastaub	191	81
FM (Polyacrylat)	40	36
Wasser	181	181
Gesamt	2430	1000



Anhang - Abbildung 4 Sieblinie der Ausgangsmischung und der Mischung mit dem höchsten Quarzmehlgehalt

Anhang - Tabelle 9: Rezepturen – Versuchsreihe 1 – Einfluss des Silikastaubgehaltes auf die rheologischen Eigenschaften von UHFB mit Hochofenzement

Ausgangsstoffe	CEM III B 42,5 NW-HS Zement IV					
	sf = 8 M.-%		sf = 10 M.-%		sf = 12 M.-%	
	Anteile		Anteile		Anteile	
	kg/m ³	l/m ³	kg/m ³	l/m ³	kg/m ³	l/m ³
Quarzsand 0,125-0,5 mm	1046	393	1041	392	1032	388
Zement	995	332	991	330	981	327
Silikastaub	80	34	99	42	118	50
FM (Polycarboxylat)	7	6,3	9	8,2	10	9,2
Wasser	235	235	228	228	226	226
Gesamt	2362	1000	2368	1000	2367	1000

Anhang - Tabelle 10: Rezepturen – Versuchsreihe 1 – Einfluss des Silikastaubgehaltes auf die rheologischen Eigenschaften von UHFB mit Portlandzement

Ausgangsstoffe	CEM I 42,5 R/HS / Werk II – 1999			
	sf = 18 M.-%		sf = 22 M.-%	
	Anteile		Anteile	
	kg/m ³	l/m ³	kg/m ³	l/m ³
Quarzsand 0,125-0,5 mm	976	367	951	358
Quarzmehl < 0,063 mm	209	78	200	75
Zement	873	271	871	270
Silikastaub	160	68	192	82
FM (Polycarboxylat)	17	15,7	18	16,3
Wasser	200	200	199	199
Gesamt	2435	1000	2431	1000

Anhang - Tabelle 11: Rezepturen – Versuchsreihe 1 – Einfluss des Silikastaubgehaltes auf die rheologischen Eigenschaften von UHFB mit Portlandzement

Ausgangsstoffe	CEM I 42,5 R/HS / Werk II - 1999			
	sf = 25 M.-%		sf = 29 M.-%	
	Anteile		Anteile	
	kg/m ³	l/m ³	kg/m ³	l/m ³
Quarzsand 0,125-0,5 mm	929	349	931	350
Quarzmehl < 0,063 mm	195	73	159	60
Zement	866	269	867	269
Silikastaub	220	94	250	106
FM (Polycarboxylat)	19	16,9	18	16,7
Wasser	198	198	198	198
Gesamt	2428	1000	2424	1000

Anhang - Tabelle 12: Rezepturen der UHFB mit Portlandzement zur Bestimmung des Einflusses vom Sandgehalt auf die Frischbetoneigenschaften

Ausgangsstoffe	CEM I 42,5 R/HS Werk III			
	Anteile		Anteile	
	kg/m ³	l/m ³	kg/m ³	l/m ³
Quarzsand 0,125-0,5 mm	948	357	1037	390
Quarzmehl < 0,063 mm	343	129	325	122
Zement	695	215	658	204
Silikastaub	191	81	181	77
FM (Polycarboxylat)	27	25	26	24
Wasser	193	193	183	183
Gesamt	2397	1000	2411	1000

Anhang - Tabelle 13: Rezepturen der UHFB mit Hochofenzement zur Bestimmung des Einflusses vom Sandgehalt auf die Frischbetoneigenschaften

Ausgangsstoffe	CEM III B 42,5 NW/HS Werk IV			
	Anteile		Anteile	
	kg/m ³	l/m ³	kg/m ³	l/m ³
Quarzsand 0,125-0,5 mm	1044	392	1097	412
Quarzmehl < 0,063 mm	150	56	145	54
Zement	869	290	841	281
Silikastaub	100	43	96	41
FM (Polycarboxylat)	21	19	20	18
Wasser	200	200	194	194
Gesamt	2384	1000	2393	1000

Anhang - Tabelle 14: Rezepturen der Ausgangsbetone – Versuchsreihe 2 – zur Untersuchung der Schwindverformungen und Zwangsspannungen

Ausgangsstoffe	Beton I CEM I 42,5 R/HS Werk III		Beton II CEM III B 42,5 NW/HS Werk IV	
	Anteile		Anteile	
	kg/m ³	l/m ³	kg/m ³	l/m ³
Quarzsand 0,125-0,5 mm	943	355	1032	388
Basaltmehl < 0,09 mm	458	149	---	---
Zement	681	212	981	327
Silikastaub	204	87	118	50
FM (Polycarboxylat)	48 ⁽¹⁾	44	10 ⁽²⁾	9
Wasser	153	153	226	226
Gesamt	2487	1000	2367	1000

⁽¹⁾: FM VP 1140 DF1

⁽²⁾: FM MVA 2453

Anhang - Tabelle 15: Rezepturen der UHFB aus Versuchsreihen 3

Zement	CEM I 42,5 R/HS Werk III							
	0,26		0,28		0,30		0,32	
w/z	0,26		0,28		0,30		0,32	
sf-Gehalt [M.-%] bez. a. Z.	24		26		27		29	
Ausgangsstoffe	Anteile		Anteile		Anteile		Anteile	
	kg/m ³	l/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	l/m ³	kg/m ³	l/m ³
Quarzsand 0,125-0,5 mm	948	356	948	356	948	356	948	356
Quarzmehl < 0,063 mm	254	95	302	114	343	129	380	143
Zement	802	249	744	231	695	216	651	202
Silikastaub	191	81	191	81	191	81	191	81
FM	27	25	27	25	27	25	27	25
Wasser	193	193	193	193	193	193	193	193
Gesamt	2416	1000	2406	1000	2397	1000	2390	1000

Anhang - Tabelle 16: 7- bzw. 28-Tage-Druckfestigkeiten sowie auf die maximale Druckfestigkeit bezogene Festigkeiten der UHFB mit Portlandzement aus Versuchsreihe 1

Versuchsreihe 1 CEM I 42,5 R-HS w/z - sf [M.-%]	Druckfestigkeit			
	7 Tage		28 Tage	
	[N/mm ²]	[-]	[N/mm ²]	[-]
0,24 - 25,4	145	1,00	201	0,94
0,26 - 25,5	134	0,93	200	0,94
0,28 - 25,4	123	0,85	184	0,86
0,24 - 18,0	138	0,95	190	0,89
0,24 - 22,0	144	0,99	213	1,00
0,24 - 28,8	138	0,95	186	0,87

Anhang - Tabelle 17: 7- bzw. 28-Tage-Druckfestigkeiten sowie auf die maximale Druckfestigkeit bezogene Festigkeiten der UHFB mit Portlandzement aus Versuchsreihe 2

Versuchsreihe 2 CEM I 42,5 R-HS w/z - sf [M.-%]	Druckfestigkeit			
	7 Tage		28 Tage	
	[N/mm ²]	[-]	[N/mm ²]	[-]
0,27 - 30,0	110	0,88	171	0,94
0,30 - 30,0	114	0,92	181	1,00
0,33 - 30,0	121	0,97	165	0,91
0,27 - 18,0	118	0,94	155	0,85
0,27 - 22,0	125	1,00	170	0,94
0,27 - 26,0	116	0,93	182	1,00

Anhang - Tabelle 18: 7- bzw. 28-Tage-Druckfestigkeiten sowie auf die maximale Druckfestigkeit bezogene Festigkeiten der UHFB mit Portlandzement aus Versuchsreihe 3

Versuchsreihe 3 CEM I 42,5 R-HS w/z - sf [M.-%]	Druckfestigkeit			
	7 Tage		28 Tage	
	[N/mm ²]	[-]	[N/mm ²]	[-]
0,24 - 22,0	127	0,92	172	0,90
0,26 - 23,8	139	1,00	177	0,93
0,28 - 25,7	131	0,94	191	1,00
0,30 - 27,5	127	0,92	186	0,97
0,32 - 29,3	123	0,88	170	0,89
0,34 - 31,2	119	0,85	187	0,98

Anhang - Tabelle 19: 7- bzw. 28-Tage-Druckfestigkeiten sowie auf die maximale Druckfestigkeit bezogene Festigkeiten der UHFB mit Hochofenzement aus Versuchsreihe 1

Versuchsreihe 1 CEM III B 42,5 NW/HS w/z - sf [M.-%]	Mittlere Druckfestigkeit			
	7 Tage		28 Tage	
	[N/mm ²]	[-]	[N/mm ²]	[-]
0,24 - 12,0	127	1,00	171	0,98
0,26 - 12,0	125	0,99	156	0,90
0,28 - 12,0	95	0,75	121	0,70
0,24 - 8,0	118	0,93	148	0,85
0,24 - 10,0	126	1,00	173	1,00

Anhang - Tabelle 20: 7- bzw. 28-Tage-Druckfestigkeiten sowie auf die maximale Druckfestigkeit bezogene Festigkeiten der UHFB mit Hochofenzement aus Versuchsreihe 2

Versuchsreihe 2 CEM III B 42,5 NW/HS w/z - sf [M.-%]	Druckfestigkeit			
	7 Tage		28 Tage	
	[N/mm ²]	[-]	[N/mm ²]	[-]
0,20 - 12,0	135	1,00	165	1,00
0,22 - 12,0	118	0,87	155	0,94
0,24 - 12,0	121	0,89	148	0,90
0,24 - 14,0	120	0,89	147	0,89
0,24 - 18,0	117	0,86	146	0,89
0,24 - 0	101	0,75	109	0,66

Anhang - Tabelle 21: Rezepturen zur Untersuchungen des Fasereinflusses auf das Nachbruchverhalten im 3-Punkt-Biegezugversuch

Ausgangsstoffe	Beton III CEM I 42,5 R-HS Werk III		Beton IV CEM III B 42,5 NW/HS Werk IV	
	Anteile		Anteile	
	kg/m ³	l/m ³	kg/m ³	l/m ³
Quarzsand 0,125-0,5 mm	984	371	923	348
Hüttensand < 0,063 mm	360	123	---	---
Zement	562	175	951	317
Silikastaub	202	86	203	87
Stahlfasern	275	35	275	35
FM (Polycarboxylat)	23	21	19	18
Wasser	189	189	196	196
Gesamt	2595	1000	2567	1000

Anhang - Tabelle 22: Rezepturen zur Untersuchungen des Fasereinflusses auf das Nachbruchverhalten im 3-Punkt-Biegezugversuch

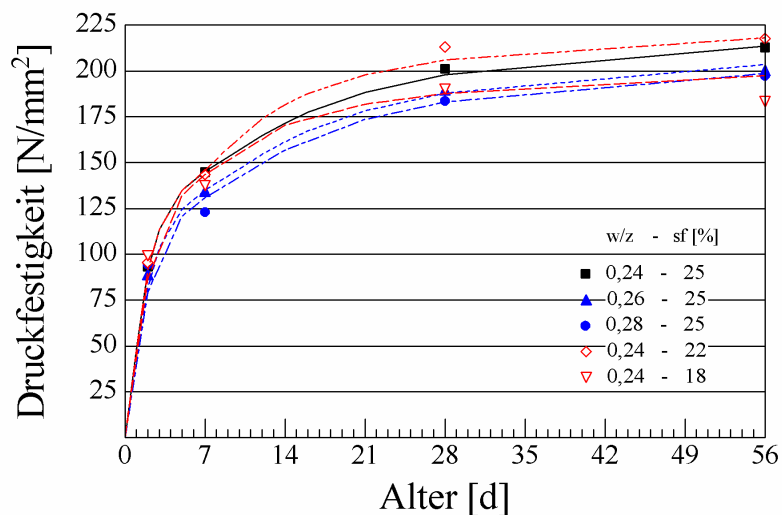
Ausgangsstoffe	Beton V CEM I 42,5 R-HS Werk III		Beton VI CEM I 52,5 R-HS/NA Werk V	
	Anteile		Anteile	
	kg/m ³	l/m ³	kg/m ³	l/m ³
Quarzsand 0,125-0,5 mm	906	342	927	350
Basaltmehl < 0,09 mm	483	159	409	140
Zement	625	194	656	204
Feinstflugasche < 0,01 mm	---	---	93	37
Silikastaub	152	65	102	43
Stahlfasern	275	35	275	35
FM (Polycarboxylat) (1)	40	36	38	35
Wasser	169	169	157	157
Gesamt	2650	1000	2657	1000

Anhang - Tabelle 23: UHFB mit optimierter Faserkombination

Ausgangsstoffe	Beton IV CEM III B 42,5 NW/HS Werk IV	
	Anteile	
	kg/m ³	l/m ³
Quarzsand 0,125-0,5 mm	922	348
Zement	950	317
Silikastaub	203	86
Stahlfasern	197	25
PP-Fasern	3	3
FM	28	25
Wasser	196	196
Gesamt	2498	1000

Anhang - Tabelle 24: Faktoren zur Berechnung der Druckfestigkeitsentwicklung der UHFB aus Versuchsreihe 1 mittels der Fitfunktion

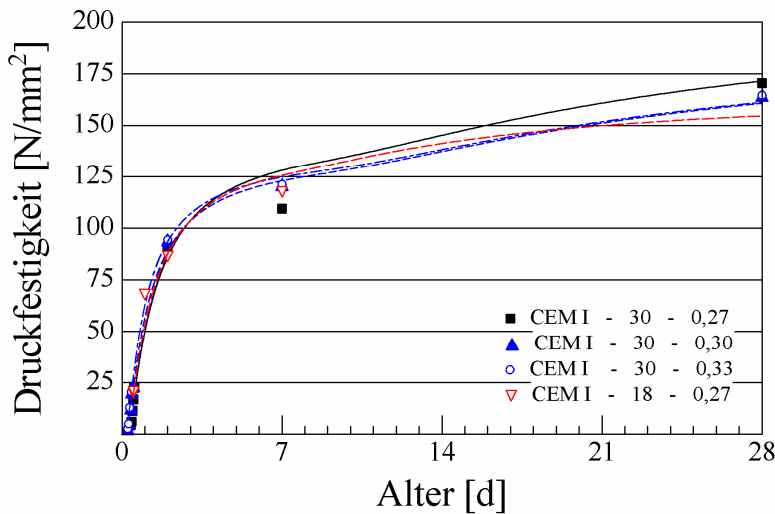
UHFB	w/z	sf [%]	S _I	f _I	t _{II}	S _{II}	f _{II}
CEM I 42,5 R-HS Werk II - 1999 Versuchsreihe 1	0,24	25,4	175	1,3	5,4	55	10
	0,26	25,4	165	1,4	5,4	55	10
	0,28	25,4	160	1,4	5,4	55	10
	0,24	22	175	1,3	5,4	55	6
	0,24	18	175	1,4	5,4	30	6



Anhang - Abbildung 5: Messwerte und mittels Fitfunktion berechnete zeitl. Entwicklung der Druckfestigkeit (Versuchsreihe 1: UHFB mit Portlandzement)

Anhang - Tabelle 25: Faktoren zur Berechnung der Druckfestigkeitsentwicklung der UHFB aus Versuchsreihe 2 mittels der Fitfunktion

UHFB	w/z	sf [%]	S _I	f _I	t _{II}	S _{II}	f _{II}
CEM I 42,5 R-HS Werk III Versuchsreihe 2	0,27	30	150	1,1	5,4	65	15
	0,30	30	140	0,9	5,4	60	15
	0,33	30	140	0,8	5,4	60	15
	0,27	18	145	1,0	5,4	25	9



Anhang - Abbildung 6: Messwerte und mittels Fitfunktion berechnete zeitl. Entwicklung der Druckfestigkeit (Versuchsreihe 2: links – UHFB mit Portlandzement; rechts – UHFB mit Hochofenzement)

Anhang - Tabelle 26: Faktoren zur Berechnung der Entwicklung der Spaltzugfestigkeit der UHFB aus Versuchsreihe 2 mittels der Fitfunktion (siehe Gleichung 21)

UHFB	w/z	sf [%]	t _I [d]	S _I [N/mm²]	f _I [-]	t _{II} [d]	S _{II} [N/mm²]	f _{II} [-]
CEM I 42,5 R-HS Werk III	0,27	30	0,20	11,0	0,60	2,0	3,5	2,00
	0,27	18	0,24	8,5	0,40	1,5	6,5	2,50
	0,33	30	0,11	9,8	0,55	3,0	4,5	3,00
CEM III B 42,5 NW/HS Werk IV	0,24	12	0,26	16,3	0,90	2,0	- 2,0	1,50
	0,20	12	0,30	20,7	1,20	2,0	- 6,0	2,00
	0,24	18	0,20	20,5	1,30	2,0	- 6,0	2,00
	0,24	0	0,10	18,0	1,30	2,0	- 4,5	3,00

Anhang - Tabelle 27: Biegezugspannung bei Erstriss f_{ct}^f und äquivalente Biegezugspannungen $f_{eq,I}$ bzw. $f_{eq,II}$ in Abhängigkeit der eingesetzten Faserkombination

Faseranteil [Vol.-%] PP – Stahl - Carbon	Mittelwerte [N/mm ²]		
	f_{ct}^f	$f_{eq,I}$	$f_{eq,II}$
0,3 – ohne – ohne	11,04	<< 1	<< 1
0,3 – 2,5 – ohne	20,71	24,23	27,96
0,3 – 2,5 – 0,8 (6 mm)	18,44	22,65	33,27
0,3 – ohne – 0,8 (3 mm)	15,00	<< 1	<< 1
0,3 – ohne – 0,8 (6 mm)	13,74	<< 1	<< 1
0,3 – ohne – 0,8 (9 mm)	12,97	10,92	2,62
0,3 – ohne – 1,2 (6 mm)	14,66	3,18	<< 1
0,3 – ohne – 1,6 (6 mm)	17,71	8,10	0,98

7 Literaturverzeichnis

- [1] Heilmann, H. G.: Beziehungen zwischen Zug- und Druckfestigkeit des Betons. Beton 19, Jahrgang 1969, Heft 2, S. 68-70.
- [2] Rüschi, H.: Die Ableitung der charakteristischen Werte der Betonzugfestigkeit. Beton 25, Jahrgang 1975, Heft 2, S. 55-58.
- [3] Rimmel, G.: Zum Tragverhalten hochfester Betone und seinem Einfluß auf die Querkrafttragfähigkeit von schlanken Bauteilen ohne Schubbewehrung. Dissertation, Technische Hochschule Darmstadt 1993.
- [4] de Larrard, F.; Sedran, Th.: Optimization of ultra-high-performance concrete by the use of a packing model, Cem. Concr. Res., Vol. 24, (6) S. 997-1008, 1994.
- [5] de Larrard, F.: A General Model for the Prediction of Voids Content in High Performance Concrete Mix-Design. Tagung ACI/CANMET Advances in Concrete Technology, Athen, Mai 1992.
- [6] de Larrard, F.: Ultrafine Particles for Making Very High Performance Concretes, LCPC, Paris, France. High Performance Concrete: From material to structure. Edited by Yves Malier. Published by E & FN Spon, 2-6 Boundary Row, London SE1 8HN. ISBN 0 419 176004, 1992.
- [7] Stovall, T.; de Larrard, F.: Linear Packing Density Model of Grain Mixtures. Powder Technology Vol. 48, 1986, S. 1-12.
- [8] Geisenhanslüke, Carsten: Modellierung und Berechnung hochdichter Feinstkornpackungen für Beton. Tagungsband Doktorandensymposium Forschungskolloquium des DAfStb, Wien, 6.-7. Oktober 2005, S. 65-68.
- [9] Richard, P.; Cheyrezy, M.: Composition of Reactive Powder Concretes. Cem. Concr. Res. Vol. 25, No. 7, S. 1501-1511, 1995.
- [10] Kessler, H.; G.: Kugelmodell für Ausfallkörnungen dichter Betone. Betonwerk+Fertigteile-Technik, Heft 11, S. 63-76, 1994.
- [11] Vernet, C.; Lukasik, J.; Prat, E.: Nanostructure, porosity, permeability, and diffusivity of Ultra High Performance Concretes (UHPC). International Symposium on High-Performance and Reactive Powder Concretes, Sherbrooke, Kanada, Band 3, S. 17-35, August 1998.
- [12] de Larrard, F.; Sedran, T.: Mixture-Proportioning of High-Performance Concrete. Cem. Concr. Res. Vol.32, S. 1699- 1704, 2002.
- [13] Rossi, P.: High Performance Fibre Reinforced Concretes (HPFRC). PPM/PAO course on Cement-Based Composites for Building Industry, Leeuwenhorst Congress Center, Holland, Januar 1999.

-
- [14] Shah, Surendra, P.; Voigt, Thomas: Hybrid Fibre Reinforced Cement Composites. Tagungsband zum Symposium "Erfahrung und Zukunft des Bauens". Leipzig, 28./29. September 2004, S.45-67.
- [15] Dowd, W., M.; Dauriac, Ch., E.: Development of Reactive Powder Concrete (RPC) – Precast Products for the United States Market. International Symposium on High-Performance and Reactive Powder Concretes, Sherbrooke, Kanada, Band 3, S. 37-57, August 1998.
- [16] Birelli, G.; Dugat, J.; Bekaert, A.: The Use of RPC in Cross-Flow Cooling Towers, International Symposium on High-Performance and Reactive Powder Concretes, Sherbrooke, Kanada, Band 3, S. 59-73, August 1998.
- [17] Bornemann, R.; Fehling, E.: Ultrahochfester Beton – Entwicklung und Verhalten. In: 10 Leipziger Massivbau-Seminar, 2000, S. 1-15.
- [18] Schmidt, Michael: Ultra-Hochleistungsbeton – Ausgangsstoffe, Eigenschaften und Leistungsfähigkeit. In: Ultra-Hochfester Beton. Planung und Bau der ersten Brücke mit UHPC in Europa. Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Nr. 2, S. 5-20, Universität Kassel 2003.
- [19] Richard, P.: Reactive Powder Concrete: A New Ultra-High-Strength Cementitious Material. 4th International Symposium on Utilization of High-Strength/High-Performance Concrete, Paris, 1996.
- [20] Dugat, J.; Roux, N.; Bernier, G.: Mechanical Properties of Reactive Powder Concretes. Materials and Structures, Vol. 29, S. 233-240, May 1996.
- [21] Interim Recommendations for Ultra High Performance Fibre-Reinforced Concretes. Association Francaise de Genie Civil (AFGC) / Service d'études techniques des routes et autoroutes (SETRA), working group on Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete, Januar 2002.
- [22] Rossi, P.; Renwez, S.: High performance multimodal fiber reinforced cement composit (HPMFRCC).4th International Symposium on Utilization of High-strength/High-performance concrete, Paris, 1996, S. 687-694.
- [23] Markovic, Ivan; Wlraven, Joost, C.; van Mier, Jan, G.M.: Hybrid-Faserbeton: Entwicklung und Anwendungsmöglichkeiten. Tagung „Ultrahochfester Beton“ aus der Reihe Innovationen im Bauwesen – Beiträge aus Praxis und Wissenschaft an der Universität und HTWK Leipzig, 2003, S. 165-175.
- [24] Kordts, S.; Grube, H.: Steuerung der Verarbeitungseigenschaften von selbstverdichtendem Beton als Transportbeton. In: Beton 52 (2002), Heft 4, S. 217-223.
- [25] Thielen, G.; Kordts, S.: Verarbeitungseigenschaften von Hochleistungsbetonen. In: Jahrbuch 2002 Bautechnik / VDI-Gesellschaft Bautechnik (Hrsg.) – Düsseldorf: VDI Verl., 2002.
- [26] Ping, X.; Beaudoin, J. J.: Modification of Transition Zone Microstructure – Silica Fume Coating of Aggregate Surfaces. Cem. Concr. Res., Vol. 22, 1992, S. 597-604.

-
- [27] Chan, Yin-Wen; Chu, Shu-Hsien: Effect of silica fume on steel fiber bond characteristics in reactive powder concrete. *Cem. Concr. Res.*, Vol. 34, (7), 2004, S. 1167-1172
- [28] de Larrard, F.; Gorse, J., F.; Puch, C.: Comparative Study of Various Silica Fumes as Additives in High-Performance Cementitious Materials. *Materials et Structures, RILEM*, Vol. 25, S. 265-272, 1992.
- [29] Richard, p.; Cheyrezy, M., H.: Reactive Powder Concretes with High Ductility and 200-800 MPA Compressive Strength. *ACI, SPI 144-24*, S. 507-518, 1994.
- [30] Philipp, Uta; Dehn, Frank; Schreiter, Peter: Temperatureinfluss auf die Phasen- und Gefügebildung in ultrahochfestem Beton. Tagung „Ultrahochfester Beton“ aus der Reihe Innovationen im Bauwesen – Beiträge aus Praxis und Wissenschaft an der Universität und HTWK Leipzig, 2003, S. 79-88.
- [31] Zanni, Hélène; Cheyrezy, Marcel; Maret, Vincent; Philippot, Samuel; Nieto, Pedro: Investigation of Hydration and Pozzolanic Reaction in Reactive Powder Concrete (RPC) Using ²⁹Si NMR. *Cement and Concrete Research*, (1996) Vol. 26, No. 1, S. 93-100.
- [32] Bonneau, O.; Lachemi, M.; Dallaire, E.; Dugat, J.; Aitcin, P.-C.: Mechanical Properties and Durability of Two Industrial Reactive Powder Concretes. *ACI Materials Journal*, V. 94, No. 4, S. 286-290, Juli-August 1997.
- [33] Spanka, G.; Thielen, G.: Untersuchungen zum Nachweis von verflüssigenden Betonzusatzmitteln und zu deren Sorptions- und Elutionsverhalten. *Beton*, 1995, Heft 5, S. 320-327.
- [34] Thielen, G.; Spanka, G.; Grube, H.: Wirkungsmechanismen verflüssigender Betonzustmittel. *Beton*, 1995, Heft 11, S. 802-808 und Heft 12, S. 876-881.
- [35] Bornemann, R.; Schmidt, M.; Fehling, E.; Middendorf, B.: Ultra-Hochleistungsbeton UHPC – Herstellung, Eigenschaften und Anwendungsmöglichkeiten. Sonderdruck aus: *Beton- und Stahlbetonbau* 96, H. 7, S. 458-467, 2001.
- [36] Bonneau, O.; Vernet, Ch.; Moranville, M.: Optimization of the Rheological Behavior of Reactive Powder Concretes (RPC). Tagungsband – International Symposium on High-Performance and Reactive Powder Concretes. Sherbrooke, Kanada, August, 1998, Band 3, S. 99-118.
- [37] Aitcin, P., C.; Richard, P.: The Pedestrian/Bikeway Bridge of Sherbrooke. 4th International Symposium on Utilization of High-Strength/High-Performance Concrete, Paris, S. 1399-1406, 1996.
- [38] Locher, F. W.; Richartz, W.; Sprung, S.: Erstarren von Zement; Teil 2: Einfluss des Calciumsulfatzusatzes (Dt.); *ZKG INTERN.* 33 (1980), No. 6, S. 271-277.
- [39] Odler, I.; Dörr, H.: Frühe Hydratation des Tricalciumsilicats, 1. Kinetik des Hydratationsprozesses und Stöchiometrie der Hydratationsprodukte (Engl.); *Cement and Concrete Research* 9 (1979), No. 2, S. 239-248.
- [40] Locher, Friedrich, W.: Zement – Grundlagen der Herstellung und Verwendung. Verlag Bau + Technik GmbH, ISBN 3-7640-0400-2, Düsseldorf 2000.

-
- [41] Strunge, J.; Knöfel, D.; Dreizler, I.: Einfluss der Alkalien und des Schwefels auf die Zementeigenschaften, Teil I bis IV. Zement-Kalk-Gips 38 (1985), Nr. 3, S. 150-158., Nr. 8, S. 441-450, 39 (1986), Nr. 7, S. 380-386, Nr. 8, S. 451-456, 43 (1990), Nr. 4, S. 199-208.
- [42] Meissner, H., S.; et. Al.: The Optimum Gypsum Content of Portland Cement. ASTM Bulletin (1950), S. 39-45.
- [43] Jawed, I.; Skalny, J.: Alkalies in Cement: A Review. II. Effects of Alkalies on Hydration and Performance of Portland Cement. Cement and Concrete Research 8 (1978), S. 37-52.
- [44] Kuhlmann, K.; Ellerbrock, H.-G., Sprung, S.: Korngrößenverteilung und Eigenschaften von Zement, Teil 1: Festigkeit von Portlandzement. ZKG INTERN. 38 (1985) No. 4, S. 169-178.
- [45] Kuhlmann, K.: Verbesserung der Energieausnutzung beim Mahlen von Zement. Dissertation, RWTH Aachen (1985), Schriftenreihe der Zementindustrie H. 44 (1985), Verein Deutscher Zementwerke e.V.; Beton-Verlag GmbH. Düsseldorf.
- [46] Schmidt, Michael: Ultra-Hochfester und duktiler Beton – ein Baustoff mit neuer Dimension. In BetonWerk International, Nr. 5, Oktober 2003, S. 30-42.
- [47] Bornemann, R.; Schmidt, M.: The Role of Powders in Concrete: Proceedings of the 6th International Symposium on Utilization of High Strength / High Performance Concrete, Band 2, S. 863-872, Juni 2002.
- [48] Gay, Matthias; Kleen, Eugen; Niepmann, Dirk: Zusatzmittel für Ultrahochleistungsbeton. Tagung „Ultrahochfester Beton“ aus der Reihe: Innovation im Bauwesen, Beiträge aus Praxis und Wissenschaft der Uni und HTWK Leipzig, Nov. 2003, S. 45-53.
- [49] Bonneau, O.; Lachemi, M.; Dallaire, E.; Dugat, J.; Aitcin, P.-C.: Mechanical Properties and Durability of Two Industrial Reactive Powder Concretes. ACI Materials Journal, S. 286-290, Juli-August 1997.
- [50] Perry, V.: Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete (UHPFRC) – more than a new material – a solution for the construction chain! Österreichischer Betonverein – Schriftenreihe, Heft 43, S. 25-31, 2000.
- [51] Marchuk, Viktor: Dispergierbarkeit der Silicastaub-Suspension im Zementleim und Mörtel. in Beton, 2000, Heft 7, S. 393-398.
- [52] Uzawa, M.; Masuda, T.; Shirai, K.; Shimoyama, Y.; Tanaka, Y.: Fresh Properties and Strength of Reactive Powder Composite Material (Ductal®). Proceedings of the 1st fib congress, 2002.
- [53] Tanaka, Y.; Ootake, A.; Uzawa, T.; Tsuka, T.; Kano, K.; Shimoyama, Y.: Structural Performance of a 50 m Span Footbridge applying Fiber Reinforced Reactive Powder Concrete. Proceedings of the JCI International Workshop on Ductile Fiber Reinforced Cementitious Composites (DFRCC) – Application and Evaluation – S. 209-218, Oktober 2002.
- [54] Bornemann, R.; Middendorf, B.; Fehling, E.: Herstellung und Eigenschaften von ultrahochfesten Betonen, Kassel 1999.

-
- [55] Loukili, A.; Roux, N.; Arlot, D.; Feylessoufi, A.: Effects of a High Reduction in the Initial Water Content in Cement Based Matrices. 4th International Symposium on Utilization of High-Strength/High-Performance Concrete, Paris, 1996.
- [56] Aitcin, P.-C.; Lachemi, M.: The Sherbrooke Reactive Powder Concrete Footbridge. *Structural Engineering International* 2/98, S. 140-144.
- [57] Bresson, J.: Mixing and Compacting Techniques for the Production of Very High Performance Precast Concrete Products. Proceedings of the 4th International Symposium on Utilization of High-strength/High-performance concrete, Paris, 1996, p. 269-272.
- [58] Riker, Rudolf: *Maschinentechnik im Betonbau*. Ernst & Sohn Verlag, Berlin 1996, ISBN 3-433-01286-5.
- [59] Mazanec, Oliver: Untersuchungen des Einflusses von Silikastaub auf die Verarbeitungs- und Festigkeitseigenschaften von ultrahochfestem Beton an Mischungen mit unterschiedlichen Korndurchmessern und Nachbehandlungsverfahren unter gleichzeitiger Entwicklung geeigneter Mischungsrezepturen und Verfahrensanweisungen. Diplomarbeit an der Fachhochschule München, März 2003.
- [60] Blais, P. Y. ; Couture, M.: Precast, Prestressed Pedestrian Bridge – World`s First Reactive Powder Concrete Structure. *PCI Journal*, Vol. 44, Sept. / Okt. 1999, S. 60-71.
- [61] Reineck, K.-H.; Lichtenfels A.; Greiner, S.: Hochfester und ultrahochfester Beton für Heißwasser-Wärmespeicher. *Beton Werk International* 7 (2004), H. 2, April, S. 66-80.
- [62] König, Gert; Schneider, Holger; Dehn, Frank; Schmidt, Detlef; Wagner, Jörg-Peter: Verbundkonstruktionen mit ultrahochfestem Beton für den Brücken- und Hochbau. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 98 (2003) Nr. 4, S. 240-246.
- [63] Tue, Ngyen, Viet; Schneider, Holger; Simsch, Gert; Schmidt, Detlef: Bearing Capacity of Stub Columns made of NSC, HSC and UHPC confined by a Steel Tube. *International Symposium on Ultra-High Performance Concrete*, Kassel, September 13 - 15, 2004, S. 339-350.
- [64] Bentz, D.P.; Garboczi E.J.: Simulation Studies of the Effects of Mineral Admixtures on the Cement Paste-Aggregate Interfacial Zone. *American Concrete Institute, Materials Journal* 88 (1991), S. 518-529.
- [65] Dugat, J.; Roux, N.; Bernier, G. : Mechanical properties of reactive powder concretes. *Materials and Structures*, Vol. 29, May 1996, S. 233-240.
- [66] Schmidt, M.; Fehling, E.; Teichmann, T.; Bunje, K.: Entwicklung, Dauerhaftigkeit und Berechnung ultra-hochfester Betone. DFG Endbericht.
- [67] Chanvillard, G.; Rigaud, S.: Complete characterisation of tensile properties of ductal® UHPFRC according to the french recommendations. Workshop on High Performance Fiber Reinforced Cement Composites (HPFRCC4), Ann Arbor, USA, 2003, S. 21-34.
- [68] Reineck, K.-H.; Greiner, S.: Tests on ultra-high performance fibre reinforced concrete for designing hot-water tanks and UHPFRC-shells. in: *Ultra High Performance Concrete (UHPC)*. Proceedings of the International Symposium on Ultra-High Performance Concrete

2004. Vol. 3 Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Uni Kassel: (eds.: Schmidt, M.; Fehling, E.; Geisenhanslüke, C.) Kassel, 13.-15. Sept. 2004, S. 361-374
- [69] Behloul, M.: Analyse et Modélisation du comportement d'un matériau à matrice cimentaire fibrée à ultra-hautes performances (B.P.R.). Du matériau à la structure, Thèse de IÉNS Cachan, 13 décembre 1996.
- [70] Reineck, Karl-Heinz; Greiner, Stefan; Lichtenfels, Achim: Wasserspeicher aus UHFB – Bemessung. Tagung „Ultrahochfester Beton“ aus der Reihe Innovationen im Bauwesen – Beiträge aus Praxis und Wissenschaft an der Universität und HTWK Leipzig, 2003, S. 257-268.
- [71] Reineck, K-H.; Lichtenfels, A.; Greiner, St.: Seasonal storage of solar energy in hot-water tanks made out of high performance concrete. 6th International Symposium on High Strength / High Performance Concrete. Leipzig, June 2002.
- [72] Barcelo, Laurent; Moranville, Micheline; Clavaud, Bernard: Autogenous shrinkage of concrete: a balance between autogenous swelling and self-desiccation. Cement and Concrete Research 35, 2005, S. 177-183.
- [73] Jensen, O., M.; Hansen, P., F.: Water-entrained cement-based materials: I. Principles and theoretical background, Cem. Concr. Res. 31, S. 647 - 654, 2001.
- [74] Czernin, W.: Über die Schrumpfung des erhärteten Zementes. Zement-Kalk-Gips 9 (1956), Nr. 12, S. 525-530.
- [75] Martschuk, Viktor; Rudert, Volkhart: Schwindreduzierte Bindemittel für Hochleistungsbeton – Teil 1. Betonwerk + Fertigteil-Technik 5 (2000), S. 78-88.
- [76] Tazawa, Ei-ichi; Miyazawa, Shingo: Influence of cement and admixture on autogenous shrinkage of cement paste. Cement and Concrete Research, 1995, Vol. 25, No. 2, S. 281-287.
- [77] Volkwein, A.: Chloride penetration due to the hydration suction of the cement. Chloride Penetration into Concrete. Proc. Of the RILEM International Workshop, 1995, S. 334-346.
- [78] Lura, P.; Jensen, O., M.; van Breugel, K.: Autogenous shrinkage in high-performance cement paste: An evaluation of basic mechanisms. Cem. Concr. Res. Vol. 33, S. 223 - 232, 2003.
- [79] Habel, Katrin: Structural behaviour of elements combining ultra-high performance fibre reinforced concretes (UHPFRC) and reinforced concrete. Dissertation am Institut für Tragwerke der École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL), Thèse N° 3036 (2004).
- [80] Katagiri, M.; Maehori, S.; Ono, T.; Shimoyama, Y.; Tanaka, Y.: Physikal Properties and Durability of Reactive Powder Composite Material (Ductal®). Proceedings of the 1st fib Congress, Osaka, Japan, 13-16 Oktober 2002, S. 133-138.
- [81] Schwartzenruber, A.; Philippe, M.; Marchese, G.; Laurencea, O.: Cracking tendency of UHSC – Influence of fibers and expansive admixtures. 6th International Symposium on Utilization of High Strength/High Performance Concrete, 16-20 Juni, 2002, Band 2, S. 1391-1405.

-
- [82] Rinder, Tassilo: Hochfester Beton unter Dauerzuglast. Dissertation an der Universität Stuttgart, 17.12.2002, publiziert in der Schriftenreihe des DAfStb, Heft-Nr. 544, ISBN 3-410-65744-4.
- [83] Fukuura, Naoyuki; Kano, Koichi; Tanaka, Yoshihiro: Investigation for tension softening curve of ultra high performance fibre-reinforced concrete. Proceedings fib Symposium – Keep Concrete Attractive, Budapest 2005, S. 263-268.
- [84] Fehling, E.; Bunje, K.; Leutbecher, T.: Design relevant properties of hardened Ultra High Performance Concrete. International Symposium on Ultra-High Performance Concrete, Kassel, September 13 - 15, 2004, S. 327-338.
- [85] Chiocchio, G.; Mangialardi, T.; Paolini, A.E.: Effects of Addition Time of Superplasticizers on Workability of Portland Cement Pastes with different Mineralogical Composition. *il cemento*, 1986, Heft 2, S. 69-79
- [86] Lim, G.-G.; Hong, S.-S.; Kim, D.-S.; Lee, B.-J., Rho, J.-S.: Slump loss control of cement paste by adding polycarboxylic type slump-releasing dispersant. *Cement and Concrete Research* 29, 1999, S. 223 - 229.
- [87] Bäuml, Martin Franz: Steigerung der Dauerhaftigkeit selbstverdichtender Betone durch den Einsatz von Polymerfaserkurzschnitt. Dissertation an der ETH Zürich, 2002.
- [88] Krieger, I. M.: Rheology of Monodisperse Latices. *Advances in Colloidal and Interface Science*, 1972, Vol. 3, S. 111 – 136.
- [89] Banfill, P. E. G.: A Viscometric Study of Cement Pastes Containing Superplasticisers with a Note on Experimental Techniques. *Magazine of Concrete Research*, 1981, Vol. 114, No 33, S. 37 – 47.
- [90] Nielsson, Indrioi; Wallevik, Olafur, H.: Rheological evaluation of some empirical test methods – preliminary results. *Tragungsband (ISBN 2-912143-42-X): 3rd International Symposium on Self-Compacting Concrete, Reykjavik, Island, 17-20 August 2003, S. 59-68.*
- [91] Engelhardt, G.; Michel, D.: *High-Resolution Solid-State NMR of Silicates and Zeolites*, John Wiley Son, 1987.
- [92] H. Hilbig, F.H. Köhler, P. Schießl: Quantitative ^{29}Si MAS NMR spectroscopy of cement and silica fume containing paramagnetic impurities, *Cem. Concr. Res.*, 2005 in press.
- [93] Richardson, I. G., *Cem. Con. Res.* 29, 1999, S. 1131-1147
- [94] Zanni, H.; Cheyrezy, M.; Maret, V.; Philippot, S.; Nieto, P.: Investigation of Hydration and Pozzolanic Reaction in Reactive Powder Concrete (RPC) Using ^{29}Si NMR. *Cement and Concrete Research*, Vol. 26, No. 1, 1996, S. 93-100.
- [95] DIN 1048-5: Prüfverfahren für Beton; Festbeton, gesondert hergestellte Probekörper. Ausgabe: 1991-06
- [96] Schachinger, I.: Untersuchungen an Hochleistungs-Feinkorn-Beton. 38. DAfStb-Forschungskolloquium, TU-München, März 2000, *Tagungsband* S. 55-66.

-
- [97] Van Mier, J. G. M.: Fracture Processes of Concrete. ISBN 0-8493-9123-7 CRC Press, Inc. 1997
- [98] Deutscher Beton-Verein e.V.: DBV Merkblatt „Stahlfaserbeton“, Wiesbaden Okt. 2001
- [99] DafStb UA UHFB: „Sachstandsbericht Ultrahochfester Beton“. Beuth Verlag GmbH, Berlin 2005.
- [100] Eirich, Gustav: Der definierte Mischprozess. Zusammenfassung des Symposiums (Januar 2005) – Ein definierter, nachvollziehbarer Mischprozess ersetzt Mischen nach Gefühl. Veröffentlicht in Betonwerk+Fertigteil-Technik, Heft 5, 2005, S. 68-73.
- [101] de Larrard, F., Sztikar, J. C., Hu, C., Joly, M.: Design of a rheometer for fluid concretes. Proceedings, International RILEM workshop on Special Concretes: Workability and Mixing, P.J.M. Bartos Ed., E & FN SPON, S. 201-208, 1994.
- [102] Sakai, Etsuo; Yamada, Kazuo; Ohta, Akira: Molecular Structure and Dispersion-Adsorption Mechanisms of Comb-Type Superplasticizers Used in Japan. Journal of Advanced Concrete Technology, Vol. 1, No. 1, April 2003, S. 16-25.
- [103] Laube M.: Werkstoffmodell zur Berechnung von Temperaturspannungen in massigen Betonbauteilen im jungen Alter. Doktorarbeit, TU-Braunschweig 1990.
- [104] König G.; Grimm R.: Hochleistungsbeton. Betonkalender 2000. Bd. 2. Verlag Ernst Sohn, Berlin 2000.
- [105] Freiesleben-Hansen, P; Pederson, E.; J.: Maturity Computer for Controlled Curing and Hardening of Concrete. Nordisk Betong, 1977, Vol. 1.
- [106] Pinto, Roberto, C., A.; Hover, K., C.: Further Studies on the Utilization of Maturity Functions to a High-Strength Concrete Mixture. Proceedings of the 4th International Symposium on Utilization of High-strength/High-performance concrete, Paris, 1996, S. 711-718.
- [107] H. Hilbig, F.H. Köhler, P. Schießl: Hydratation von Hochleistungs-Feinkorn-Betonen, NMR-spektroskopische Untersuchungen, 15. Internationale Baustofftagung, Tagungsband, 2003, Weimar, 1-0489 - 1-0496
- [108] Hilbig, H.: Verfolgung der Zementhydratation mit Festkörper-NMR-Spektroskopie. Beiträge zum DAfStb—38. Forschungskolloquium am 2./3. März 2000, S. 87-96.
- [109] Locher F. W.: Zement – Grundlagen der Herstellung und Verwendung. Düsseldorf: Verl. Bau und Technik, 2000, ISBN 3-7640-0400-2.
- [110] Stark J.; Möser B.; Eckart A.: Neue Ansätze zur Zementhydratation. ZKG international No. 01/2001 (Teil 1) und No. 02/2001 (Teil 2).
- [111] Reschke, T.: Der Einfluss der Granulometrie der Feinstoffe auf die Gefügegenwicklung und die Festigkeit von Beton. Dissertation publiziert in der Schriftenreihe der Zementindustrie Heft 62/2000.

-
- [112] Müller, Harald, S.; Kvitsel, Vladislav: Kriechen und Schwinden von Beton – Grundlagen der neuen DIN 1045 und Ansätze für die Praxis. Beton- und Stahlbetonbau 97, 2002, Heft 1, S.8-19.
- [113] Westman, G.: Creep and Relaxation of High Performance Young Concrete. 4th International Symposium on Utilization of High-strength/High-performance concrete, Paris, 1996, S. 367-376.
- [114] Huajian, Gao; Bühler, Markus, M.: Rissausbreitung in spröden Werkstoffen mit Überschallgeschwindigkeit. Nature, Vol. 426, November 2003, S. 141-146.
- [115] Hillerborg, A.; Modéer, M.; Peterson, P.-E.: Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. Cement and Concrete Research, Vol. 6, 1976.
- [116] Hillerborg, A.: Analysis of fracture by means of the fictitious crack model, particularly for fibre reinforced concrete. The Int. J. Cem. Comp. 2 (4), 1980, S. 177-184.
- [117] Stang, Henrik: Micro-mechanical modelling of fibre reinforced concrete. PPM/PAO cursus – Cement-based composites for the building industry, Delft, 18-22 January 1999.
- [118] Rossi, Pierre: High Performance Fibre Reinforced Concretes (HPFRC). PPM/PAO cursus – Cement-based composites for the building industry, Delft, 18-22 January 1999.
- [119] Rosenbusch, Joachim: Einfluß der Faserorientierung auf die Beanspruchbarkeit von Bauteilen aus Stahlfaserbeton. Beton- und Stahlbetonbau 99, Heft 5, 2004, S. 372-377.
- [120] Stang, Henrik: Significance of shrinkage-induced clamping pressure in fibre-matrix bonding in cementitious composite materials. Adv. Cem. Based Mater. 4, 1996, S. 106-115.
- [121] Kützing L.: Tragfähigkeitsermittlung stahlfaserverstärkter Betone. Dissertation an der Universität Leipzig, 2000, ISBN 3-519-05267-9.
- [122] Pfyl, Thomas: Tragverhalten von Stahlfaserbeton. Dissertation an der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich, 2003
- [123] Hegger, Josef; Will, Norbert; Curbach, Manfred; Jesse, Frank: Tragverhalten von textilbewehrtem Beton – Verbund, Rissbildung und Tragverhalten. Beton- und Stahlbetonbau 99, 2004, Heft 6, S. 452-455.
- [124] Hillerborg, A.; Modéer, M.; Petersson, P.-E.: Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. Cement and Concrete Research, Vol. 6, 1976, S. 773-782.
- [125] Spitra, Florian: Einfluss der Betonzugfestigkeit auf die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und im Grenzzustand der Tragfähigkeit. Dissertation am Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München, eingereicht am 02.09.2004.
- [126] Kawamata, Atsushi; Mihashi, Hirozo; Fukuyama, Hiroshi: Properties of Hybrid Fiber Reinforced Cement-based Composites. Journal of Advanced Concrete Technology Vol. 1, No. 3, November 2003, S. 283-290.

-
- [127] Greiner, Stefan: Zum Tragverhalten von Schalen aus ultrahochfestem Faserfeinkornbeton (UHFFB). Tagungsband zum Doktorandensymposium - 45. Forschungskolloquium des DAfStb, Wien, 6. – 7. Oktober, S. 77-80.