

# Ultrahochfester Beton – Bereit für die Anwendung?

Ingo SCHACHINGER, Jürgen SCHUBERT, Thorsten STENGEL,  
Karl SCHMIDT, Harald HILBIG, Detlef HEINZ

## Zusammenfassung

Basierend auf dem Kenntnisstand zum RPC (Reactive Powder Concrete), wurden die für eine fließfähige Konsistenz, eine hohe Druckfestigkeit (rd. 200 N/mm<sup>2</sup>), eine hohe Dauerhaftigkeit und ein duktiler Bruchverhalten maßgebenden Parameter ermittelt. Die hier vorgestellten Forschungsergebnisse wurden im Rahmen eines Kooperationsvorhabens mit der Industrie in den letzten fünf Jahren erarbeitet. Abschließend wird die erste erfolgreich in Deutschland realisierte Anwendung vorgestellt. Der Ersatz des Edelstahl Drucklagers im Schöck Isokorb<sup>®</sup> durch ein ultrahochfestes Betondrucklager führte zu einer um 30 % erhöhten Wärmedämmung, sowie zu wirtschaftlichen Vorteilen und einem besseren Handling auf der Baustelle.

**Schlagnworte:** Entlüften des Frischbetons, autogene Verformung, Zwangsspannung, Beanspruchungsgrad, äquivalente Biegezugfestigkeit

## 1 Einleitung

Frankreich und Kanada haben bereits vor über 10 Jahren Pionierarbeit in dem Bereich des ultrahochfesten Feinbetons, dem sogenannten Reactive Powder Concrete (RPC), geleistet. Die auf sein Gewicht bezogenen höheren aufnehmbaren Lasten ermöglichten größere Spannweiten bzw. Schlankheiten von Betonkonstruktionen, was in ersten Bauvorhaben wie den Brücken in Sherbrooke und Seoul eindrucksvoll unter Beweis gestellt wurde. Die gleichzeitig infolge der hohen Gefügedichte sehr hohe Dauerhaftigkeit in einer aggressiver Umgebung wurde bei der Unterbaukonstruktion des Kühlturms Cattenom ausgenutzt. Ziel des Kooperationsvorhabens war es, sich diese neueste Betontechnologie anzueignen bzw. mit weiterführenden Untersuchungen an den Stand des Wissens anzuknüpfen.

## 2 Betontechnologische Maßnahmen

Die gegenüber genormten hochfesten Betonen rd. 2-fach größere technisch nutzbare Festigkeit von 200 N/mm<sup>2</sup> bei ultrahochfesten Betonen beruht auf folgenden Prinzipien:

- *Eliminierung der groben Zuschläge* [1], [2]. Durch das unterschiedliche Verformungsverhalten von Zementstein und Zuschlag entsteht bei Belastung eine ungleiche Spannungsverteilung im Material, die das Versagen des Materials auslöst. Durch die feine Verteilung der Zuschläge treten lokalen Spannungsspitzen nicht mehr in dem Umfang auf.
- *Optimierung der Kornzusammensetzung aller Ausgangsstoffe (Korngrößenbereich von 15 nm bis 600 µm)*. Die mittlere Korngröße des Feinsandes von 250 µm wurde auf die der nächst kleineren Korngruppe den Zement (11-15 µm) abgestimmt [1]. Dabei wurde das Größtkorn des Sandes aus Homogenitätsgründen auf 600 µm und das Kleinstkorn, um Überschneidungen mit den groben Zementkörnern zu vermeiden, auf 150 µm begrenzt. Durch die Erhöhung des Anteils des Zementes (800 kg/m<sup>3</sup>) und der Feinstoffe < 63 µm werden die Sandkörner mehr separiert und können sich daher in der Matrix besser bewegen (bessere Verarbeitbarkeit). Weiterhin wird zur Füllung aller Zwickel Silikastaub (< 1 µm) in hohen Dosierungen von 25 – 30 M.-% bezogen auf den Zement eingesetzt.
- *Reduzierung des w/b-Wertes*. Durch den geringen Wassergehalt (w/b-Wert ≤ 0,25) kommt es zu einer unvollständigen Hydratation des Zements und somit zur Vermeidung von Kapillarporen. Der nicht hydratisierte Anteil des Zementklinkers von rd. 40 % liegt als fester und dichter Zuschlag im Gefüge des CSH-Gels eingebettet vor.
- *Einsatz von Silikastaub*. Silikastaub reagiert mit dem Ca(OH)<sub>2</sub> zu festen CSH-Phasen (puzzolanischen Reaktion) [1], [3] und verbessert so den Verbund zwischen Zementstein und Zuschlag.
- *Einsatz von hochwirksamen Fließmitteln*. Um bei den geringen w/b-Werten noch fließfähige Konsistenzen

zu erreichen, ist der Einsatz extrem leistungsfähiger Fließmittel notwendig. Hier kommt es auf die optimale Abstimmung des Fließmittels auf den verwendeten Zement an [1]. Fließmittel auf Basis von Polycarboxylatethern, zeichnen sich durch höhere Verflüssigungsleistungen und längere Verarbeitungszeiten bei niedrigen Dosierung aus.

- *Wärmebehandlung.* Die für die Dichtigkeit und Festigkeit wichtige puzzolanische Reaktion wird durch eine Temperaturbehandlung bei 90°C beschleunigt, wodurch die dem Tobermorit und Xonotlit ähnlichen silikatreichen CSH-Phasen entstehen. Die Proben werden meist 2-4 Tage nach Herstellung für die Dauer von 1-2 Tagen bei 90 °C wärmebehandelt, wodurch ihre Druckfestigkeit um ca. 40 % [2] ansteigt.
- *Einsatz von kurzen, hochfesten Stahlfasern evtl. in Kombination mit feinen PP-Fasern.* Zur Verbesserung der Duktilität und somit Vermeidung eines schlagartigen Versagens werden dem ultrahochfesten Beton Fasern beigemischt. Diese bewirken eine feine Verteilung und Vernähung der Risse, wodurch Biegezugfestigkeiten von bis zu 60 N/mm<sup>2</sup> [1], [2], [4] erreicht werden können. Eine einfache Methode ein duktileres Verhalten auch ohne eine Faserzugabe zu erzeugen, ist die Umschnürung des ultrahochfesten Betons mittels dünnwandiger Stahlrohre [5].

### 3 Mischtechnik und -reihenfolge

Um einen fließfähigen, porenfreien Frischbeton herzustellen, mussten aufgrund des niedrigen w/b-Wertes und der feinstoffreichen Mischung (große zu benetzende Oberfläche: rd. 1,3 m<sup>2</sup>/g bei etwa 3 Wassertropfen / m<sup>2</sup>) besondere Anforderungen an die Mischtechnik gestellt werden. Der eingesetzte Intensiv-Mischer (R02 VAC. Fa. EIRICH) gewährleistet aufgrund der hohen Mischintensitäten, der Schrägstellung des Mischbehälters und der angeschlossenen Vakuumpumpe folgende Anforderungen:

- Kurze Mischzeiten,
- Homogenes Untermischen kleinster Mengen von Zusatzstoffen und -mitteln,
- Homogenisieren von Rohstoffen mit stark unterschiedlichen Rohdichten,
- Entlüften des Frischbetons während des Mischens.

Die in Abbildung 1 dargestellte Mischreihenfolge ist das Ergebnis einer Optimierung im Labor und wurde bei der Herstellung des Frischbetons angewendet. Im halbtechnischen Maßstab mussten bei dem baugleichen Mischer (75 l – R08) die Mischzeiten wegen den Randbedingungen minimal verändert werden. Während der Aufbereitung konnten im Technikum (Fa. EIRICH) die Kenngrößen Wirblerdrehzahl und Leistung sowie die Temperatur und der Druck im geschlossenen Mischsystem erfasst werden. Sowohl Frisch- als auch die Festbetoneigenschaften wie LP-Gehalt, Konsistenz und Festigkeiten entsprachen denen der im Labormaßstab gemischten ultrahochfesten Betone.

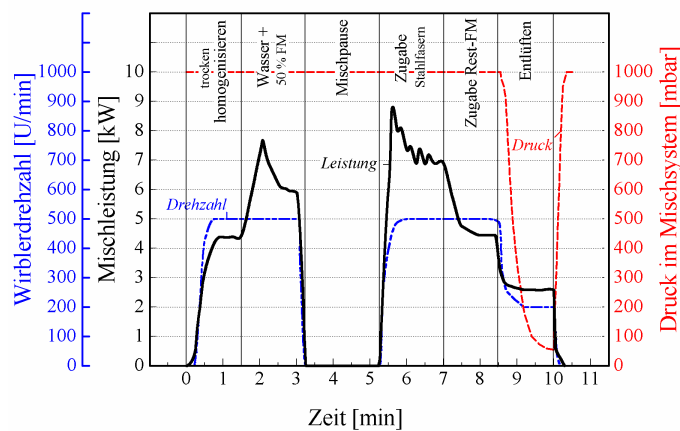


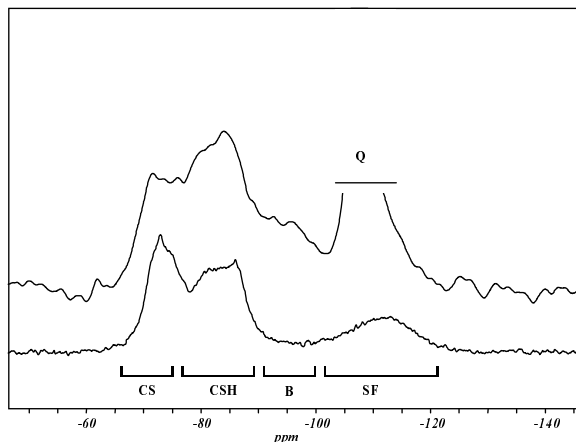
Abbildung 1: Wirblerleistung und -drehzahl (R08 VAC.) in Abhängigkeit der Mischzeiten und Zugabefolge

Die Pause vor der zweiten FM-Zugabe hat sich als wesentlich für die Verarbeitbarkeit (Konsistenz u. Dauer) herausgestellt. In Vorversuchen wurde anfangs das gesamte FM dem Anmachwasser zugegeben und eingemischt, welches eine deutlich zähere Konsistenz und ein schnelles Ansteifverhalten in Verbindung mit einer deutlichen Hautbildung auf der Oberfläche zur Folge hatte.

#### 4 Festigkeitsentwicklung und Wärmebehandlung

Die zeitliche Entwicklung der Druckfestigkeit bei einer 20 °C-Lagerung zeigte bei allen untersuchten Mischungen nach 28 Tagen eine deutlich Nacherhärtung (siehe Abbildung 3). Bestätigt wurde dies auch durch Festigkeitsprüfungen an über einem Jahr alten Proben. Offensichtlich ist die Kombination aus hoher Gefügedichte und der bei 20 °C nur langsam ablaufenden puzzolanischen Reaktion des Silikastaubes, welcher in großen Mengen zugegeben wurde, hierfür verantwortlich.

<sup>29</sup>Si-MAS-Festkörper-NMR-Untersuchungen [6] an einem ultrahochfesten Beton im Alter von über einem Jahr (vgl. Tabelle 1 Beton I: w/z=0,27 und 18 M.-% sf) und einer entsprechenden 28 Tage alten Bindemittelmatrix (w/z=0,27 und 20 M.-% sf) belegen dies: Der Anteil der hydratisierten Silikatphasen des Zementes lag bei beiden Proben bei ca. 35 %. Die Hydratationsreaktion des Zementes war offensichtlich spätestens nach 28 Tagen abgeschlossen. Der Anteil des abreagierten Silikastaubes stieg im gleichen Zeitraum von 50 % auf über 75 % an. Gleichzeitig war eine deutliche Zunahme der CSH-Phasen zu erkennen (s. Abbildung 2), wobei die mittlere Kettenlänge zunahm. Bei einer 20 °C-Lagerung wurden Endfestigkeiten von bis zu 220 N/mm<sup>2</sup> erzielt.



- CS: Signale der nichthydratisierten Silikatphasen des Zements
- CSH: Signale der entstandenen CSH-Phasen
- B: Signale von Basaltmehl
- SF: Signal des Silikastaubes
- Q: abgeschnittenes Signal des quarzischen Zuschlags

Abbildung 2: <sup>29</sup>Si-MAS-NMR-Spektren von Beton 1 0,27-18 (oben) und Modellmischung 0,27-20 (unten).

Die wärmebehandelten Probekörper wurden i.d.R. 2 Tage nach Beginn der Wärmebehandlung geprüft. Im Hinblick auf die Praxis wurden nur moderate Wärmebehandlungen bei 50, 65 und 90 °C durchgeführt. Bei einer sehr frühen Wärmebehandlung im Alter von 8 Stunden traten Gefüge- und Oberflächenschäden auf. Dagegen zeigten Probekörper, welche frühestens im Alter von 24 Stunden wärmebehandelt wurden keinerlei Schäden. Die höchsten Festigkeiten wurden allerdings erreicht, wenn die Probekörper vor der Wärmebehandlung 5 Tage bei 20 °C vorgelagert wurden [7]. Erwartungsgemäß wurden die höchsten Festigkeiten von knapp 250 N/mm<sup>2</sup> mit einer 2-tägigen Wärmebehandlung bei 90 °C erreicht. Eine sehr späte Wärmebehandlung im Alter von 12 bzw. 26 Tagen führte zu etwas geringeren Festigkeiten. Die gegenüber der 20 °C-Lagerung höhere Festigkeit ist maßgeblich auf die Beschleunigung der puzzolanischen Reaktion des Silikastaubes durch die erhöhte Temperatur zurückzuführen.

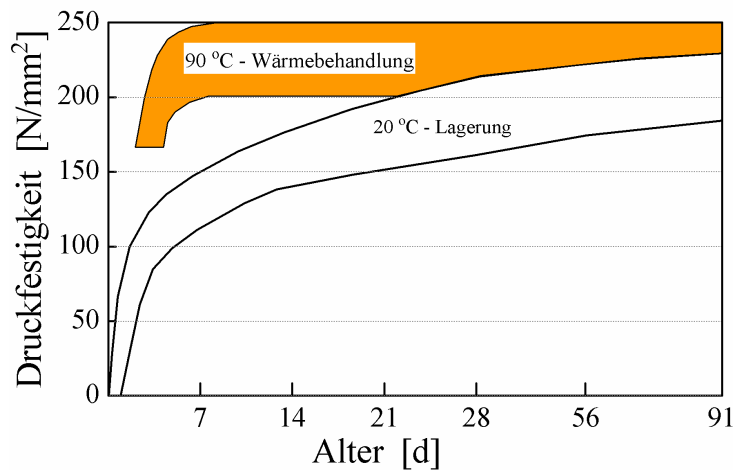


Abbildung 3: Druckfestigkeiten in Abhängigkeit des Alters und der Lagerung der Probekörper

## 5 Gefahr der frühen Rissbildung infolge von Zwangsspannungen

Ultrahochfeste Betone weisen aufgrund der geringen Zuschlaggehalte, der niedrigen w/z-Werte und der Zugabe von Silikastaub während der Hydratation große Schwindverformungen auf. Um die hohe Gefügedichte und somit hohe Dauerhaftigkeit des ultrahochfesten Betons zu gewährleisten, muss eine Rissbildung im jungen Alter infolge von Zwangsspannungen vermieden werden.

Ziel dieser Untersuchungen war es, die Einflüsse aus der Zementart, dem w/z-Wert und dem Silikastaub-Gehalt auf die Entwicklung der autogenen Schwindverformungen und bei Behinderung derer auf die Zwangsspannungen bereits im jungen Alter zu bestimmen. Weiterhin erfolgte eine Beurteilung der Gefahr der Rissbildung in Abhängigkeit des Betonalters über die Gegenüberstellung der gemessenen Zwangsspannungen mit den Spaltzugfestigkeiten der Betone.

### 5.1 Versuchsmatrix und -durchführung

Die untersuchten Betone [8] mit einer angestrebten 28-Tage-Druckfestigkeit von rd. 175 N/mm<sup>2</sup> bei einer 20 °C-Lagerung 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. Innerhalb einer Betonart wurde das Bindemittelleimvolumen bestehend aus Zement, Silikastaub und Wasser konstant gehalten.

Tabelle 1: Versuchsmatrix mit den zu variierenden Parametern

Parameter	Einheit	Beton I	Beton II
Zementart	[-]	CEM I 42,5 R/HS	CEM III B 42,5 NW/HS
Bindemittelleimvolumen	[l/m <sup>3</sup> ]	495	612
Silikastaub	[M.-% v. Z.]	18 – 22 – 26 – 30	0 – 12 – 14 – 18
w/z-Wert	[-]	0,27 – 0,30 – 0,33	0,20 – 0,22 – 0,24

Alle Versuche wurden unter isothermen Bedingungen (20 °C) durchgeführt. Ein Austrocknen der Probekörper wurde verhindert. Die Entwicklung der Schwindverformungen und Zwangsspannungen wurden bereits ab 30 min nach Wasserzugabe gemessen. Die Bestimmung der mechanischen Eigenschaften wie Druck- bzw. Spaltzugfestigkeit und des stat. E-Modul war erst nach 5-7 Stunden bei Beton I bzw. 8-10 Stunden bei Beton II möglich.

## 5.2 Freie Autogene Verformung

Die freie autogene Verformung wurde an liegenden Zylindern ( $D/L = 34/165$  mm) linear, kontinuierlich (alle 5 min ein Messwert) gemessen. Mit Hilfe eines Referenzprobekörpers wurde die Temperatur über die gesamte Messdauer im Kern des Probekörpers erfasst. In der Anfangsphase wurde eine starke Verkürzung des Betons gemessen, die nach rd. 4 Stunden zum Stillstand kam.

Um die Bedeutung dieser frühen Verkürzung beurteilen zu können wurde an einer Mischung gleichzeitig das Erstarrungsverhalten mit dem Vicat-Gerät bestimmt. Aufgrund der erst im Anschluss an das Abklingen der frühen Verkürzung erfolgten Erstarrung wurde diese bei der Auswertung der autogenen Verformung nicht berücksichtigt. Mit Einsetzen der Hydratation (Beschleunigungsperiode) nach ca. 6 Stunden beim Portlandzement bzw. 9 Stunden beim Hochofenzement wurde ein Anstieg der Temperatur gemessen (max. 1,7 K bei Umgebungstemperatur von 20 °C). Der Zeitpunkt der Erstarrung  $t_0$  fiel exakt mit dem Temperaturanstieg infolge Hydratation zusammen.

Die Zementart hatte erhebliche Auswirkungen auf die autogene Verformung. Innerhalb des ersten Tages zeigten die Betone mit Portlandzement gegenüber den Betonen mit Hochofenzement eine rund doppelt so große Verkürzung (-1,3 ‰ gegenüber -0,6 ‰, vgl. Abbildung 4). Dagegen wirkten sich die Einflüsse aus dem w/z-Wert und dem Silikastaubgehalt mit rd. 0,2 ‰ unabhängig von der Zementart nur geringfügig aus.

Bei beiden Betonen waren die autogenen Verformungen nach 28 d noch nicht abgeklungen. Die autogene Verformung der Betone mit Portlandzement lag auch nach 56 d mit -1,8 ‰ gegenüber -1,3 ‰ deutlich höher als die der Betone mit Hochofenzement (Abbildung 4).

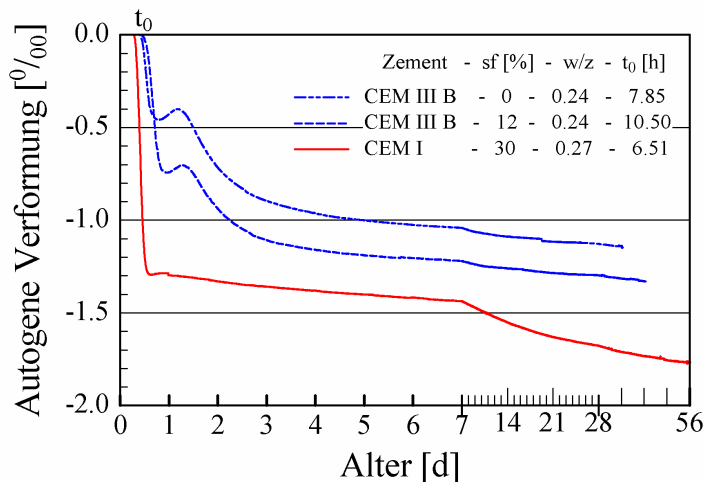


Abbildung 4: Autogene Verformung der Betone in Abhängigkeit des w/z-Wertes und Silikastaubgehaltes

## 5.3 Entwicklung der Zwangspannung

Die Zwangspannungen wurden mittels eines starren Reißrahmens ermittelt. Die qualitative Entwicklung der Zwangspannungen verlief analog zu den autogenen Verformungen.

Die große anfängliche Schwindverformung der Betone mit Portlandzement führte trotz des noch geringen E-Moduls zu einem Ansteigen der Zwangspannungen auf 1,3 N/mm<sup>2</sup> nach 12 Stunden.

Bei den Betonen mit Hochofenzement stiegen die Zugspannungen innerhalb von 20 Stunden nur auf ca. 0,9 N/mm<sup>2</sup> an, fielen jedoch infolge der anschließenden geringen Quellverformung (Dauer ca. 10 h) bei gleichzeitig steigendem E-Modul des Betons auf ca. 0,3 N/mm<sup>2</sup> ab.

Die Betone mit Hochofenzement entwickelten innerhalb der nächsten 1,5 d in etwa dreimal so große Zugspannungen von rd. 5,0 N/mm<sup>2</sup> wie die Betone mit Portlandzement. Dies ist auf die hohen autogenen Verformungsanteile bei hohem E-Modul (ca. 35 000 N/mm<sup>2</sup> nach 1,5 d) und damit auch geringerer Relaxation zu diesem Zeitpunkt zurückzuführen.

#### 5.4 Gefahr der Rissbildung

Untersuchungen an hochfesten Betonen [9] zeigten, dass es bei einer Dauerbeanspruchung (zentr. Zug) von über 70 % der Kurzzeitfestigkeit ausgehend von Fehlstellen (Luft einschlüssen) und scharfkantigen Zuschlagkörnern zu einem lokalem Mikrorisswachstum kam, welches aufgrund der geringen Nacherhärtung von hochfestem Beton nicht gebremst wurde, und schließlich zum Versagen führte.

Zur Beurteilung der Rissgefahr wurde der zeitliche Verlauf des Beanspruchungsgrades ( $\sigma_{\text{Zwang}} / f_{\text{ct, sp}}$ ) in Abbildung 5 dargestellt. Diese Auswertung ergab, dass bei den Betonen mit Portlandzement die Gefahr der Rissbildung in den ersten 12 bis 15 Stunden sehr hoch (Beanspruchungsgrad > 70 %) war, während die Betone mit Hochofenzement weniger gefährdet (rd. 25 bis 35 %) waren. Offensichtlich war die Dauer der hohen Beanspruchung kurz genug, um nicht zum Versagen der Betone mit Portlandzement zu führen.

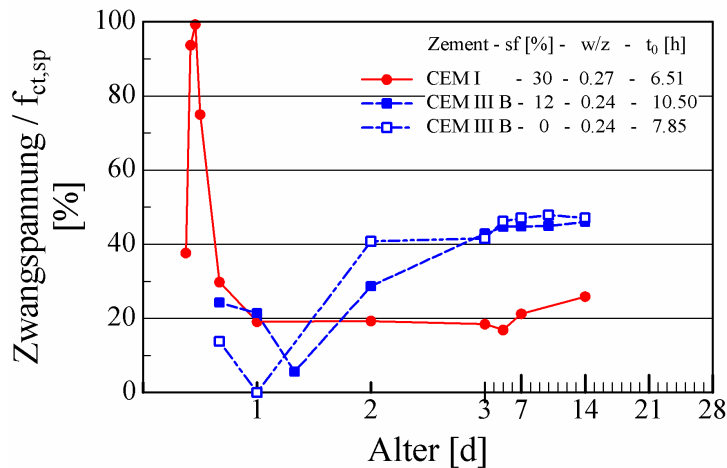


Abbildung 5: Zeitl. Entwicklung des Beanspruchungsgrades infolge behinderter autogener Verformung

Im höheren Alter erreichten die Betone unabhängig von der Zementart Beanspruchungsgrade kleiner 40 %. Wegen der isothermen Lagerung der Probekörper können diese Ergebnisse aber nicht direkt auf die Praxisanwendungen übertragen werden. Unter Dauerbeanspruchung kann dies bei einer Überlagerung mit Zwangspannungen infolge Abkühlung oder Kerbspannungen zu einer Rissbildung im Bauteil führen.

## 6 Verbesserung der Duktilität durch Einsatz von Fasern

Ein Versagen des Betons ohne Ankündigung ist im Bauwesen ungeeignet, da in diesem Fall mit hohen Sicherheitsfaktoren bemessen werden muss. Üblicherweise wird dies bei hochfesten Betonen durch die Anordnung einer verstärkten Quer- oder Umschnürungsbewehrung vermieden.

Eine weitere Möglichkeit ist der Einsatz von Stahl- und Polypropylenfasern. Untersuchungen [10] zum Fasereinsatz bei hochfesten Betonen der Festigkeitsklasse B85 haben gezeigt, dass die Kombination der beiden Fasern sich besonders günstig auswirkt. Die bei Verwendung von PP-Fasern früher einsetzende Mikrorissbildung aktiviert die Verbundwirkung der Stahlfasern und verbessert somit die Duktilität des Betons maßgeblich.

Ziel der hier vorgestellten Untersuchungen war es, eine für die Praxis ausreichende Duktilität des ultrahochfesten Betons durch die Zugabe von hochfesten Stahlfasern und Polypropylen-Fasern zu erreichen und die maßgebenden Parameter aufzudecken. Es wurden die Einflüsse aus der Faserlänge (2, 4, 6 mm), dem Fasergehalt (bis max. 10 Vol.-%), der Faserkombination sowie den betontechnologischen Merkmalen (Betonzusammensetzung B I bis B IV, Verarbeitbarkeit des Frischbetons) auf das Nachbruchverhalten im weggesteuerten 3-Punkt-Biegezugversuch an gekerbten  $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$  Prismen untersucht.

### 6.1 Versuchsdurchführung und -auswertung

Bei den reinen Stahlfasermischungen wurde die Konsistenz über eine Anpassung der FM-Dosierung auf ein Setzfließmaß (Hägermann-Konus) von  $26 \pm 1$  cm eingestellt. Nach dem Ausschalen im Alter von einem Tag kamen die Proben für 24 Stunden in eine konservierende Wärmebehandlung bei  $90^\circ\text{C}$  und wurden im Anschluss daran geprüft.

Das Nachbruchverhalten wurde in Anlehnung an das DBV-Merkblatt „Stahlfaserbeton“ durch zwei äquivalente Biegezugfestigkeiten  $f_{\text{eq,I}}$  (Gebrauchstauglichkeit) und  $f_{\text{eq,II}}$  (Tragfähigkeit) charakterisiert, die aus Integralen der Last-Durchbiegungskurven ermittelt wurden.

### 6.2 Druckfestigkeit

Die Druckfestigkeit der Mischung B I lag unabhängig vom Stahlfasergehalt (0 bis 10 Vol.-%) im Bereich von  $200\text{ N/mm}^2$ . Die Druckfestigkeiten der Mischungen B II – B IV lagen bei einem Stahlfasergehalt von 3,5 Vol.-% im Bereich von  $185 - 215\text{ N/mm}^2$ .

### 6.3 Äquivalente Biegezugfestigkeiten

Einfluss der Betonzusammensetzung

Die Betonzusammensetzung hatte bei ähnlichen Druckfestigkeiten und einem Stahlfasergehalt von 3,5 Vol.-% keinen signifikanten Einfluss auf die beiden äquivalenten Biegezugfestigkeiten ( $21 - 23\text{ N/mm}^2$ ).

Ein infolge geringerer FM-Dosierung um 5 cm geringeres Setzfließmaß führte bei sonst identischer Zusammensetzung zu etwa 50 bis 60 % höheren äquivalenten Biegezugfestigkeiten und geringerer Serienstreuung.

Einfluss der Stahlfaserlänge

Bei einer Stahlfaserlänge von nur 2 mm konnte aufgrund der geringen Verbundlänge keine befriedigende Tragwirkung (s. Abbildung 6) im Bereich größerer Durchbiegungen mehr erzielt werden (vgl. Abbildung 6). Die Einbindelänge beträgt nach Kützing [10] lediglich  $\frac{1}{4}$  der Faserlänge.

Die Biegezugfestigkeit  $f_{\text{ct}}$  am Ende der Linearität betrug bei allen Faserlängen rd.  $17\text{ N/mm}^2$ . Die äquivalente Biegezugfestigkeit  $f_{\text{eq,I}}$  fiel bei den 4 und 6 mm langen Stahlfasern mit  $19\text{ N/mm}^2$  bzw.  $18\text{ N/mm}^2$  größer aus als bei den 2 mm langen Fasern ( $13\text{ N/mm}^2$ ). Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit, bei dem größere Durchbiegungen erlaubt sind, fiel die äquivalente Biegezugfestigkeit  $f_{\text{eq,II}}$  mit abnehmender Faserlänge (6, 4, 2 mm) von 18 auf 15 bzw.  $4\text{ N/mm}^2$  ab.

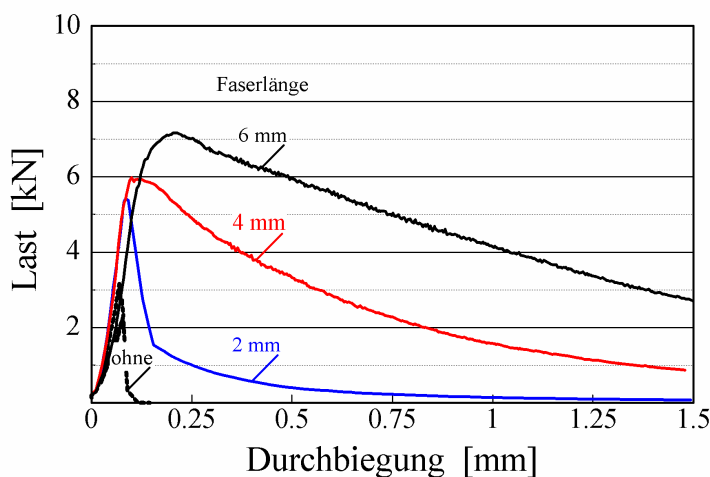


Abbildung 6: Nachbruchverhalten der Probekörper in Abhängigkeit der Faserlänge (Fasergehalt 3,5 Vol.-%, Setzfließmaß  $26 \pm 1$  cm)

Um die Effekte der größeren Faseranzahl bei kürzeren Fasern und der größeren Einbindelänge der langen Fasern zu nutzen, wurden Betone mit einer Kombination aus 2,0 Vol.-% 4 mm-Fasern und 1,5 Vol.-% 6 mm-Fasern untersucht. Mit dieser Kombination wurden die höchsten äquivalenten Biegezugfestigkeiten von  $f_{eq,I} = f_{eq,II} = 22 \text{ N/mm}^2$  erreicht.

#### Einfluss der Stahlfasergehaltes

Mit steigendem Stahlfasergehalt stiegen die äquiv. Biegezugfestigkeiten unabhängig von der Faserlänge linear an. Während im Falle der 6 mm-Fasern die beiden äquiv. Biegezugfestigkeiten  $f_{eq,I}$  und  $f_{eq,II}$  aufgrund der langen Einbindelänge (ca.  $1,5 \text{ mm} \cong \frac{1}{4}$  Faserlänge) immer identisch waren, fiel  $f_{eq,II}$  bei den 4 mm Fasern unabhängig von Fasergehalt niedriger aus (s. Abbildung 7).

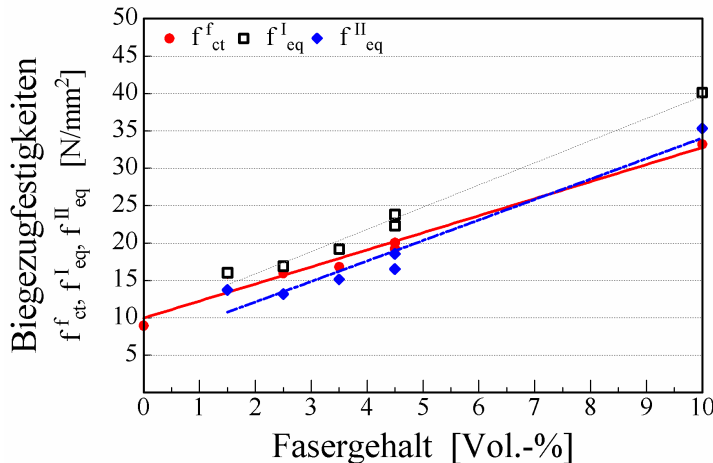


Abbildung 7: Äquivalente Biegezugfestigkeiten in Abhängigkeit des Fasergehaltes (Stahlfaserlänge 4 mm)

#### Einfluss der Polypropylenfasern

Durch den Einsatz von feinen PP-Fasern ( $\varnothing = 0,016 \text{ mm}$ ) konnte aufgrund der eingebrachten vielen „Mikro-Fehlstellen“ ein weicherer Bruch festgestellt werden. Die Stahlfasern wurden infolge der ausgeprägten Mikrorissbildung früher und kontinuierlicher aktiviert, so dass die äquivalente Biegezugfestigkeiten von rd. 21 auf  $34 \text{ N/mm}^2$  im Falle des PP-Fasergehaltes von 0,45 Vol.-% gesteigert werden konnte (s. Abbildung 8). Diese Steigerung trat parallel mit einer Minderung der Setzfließmaße auf.

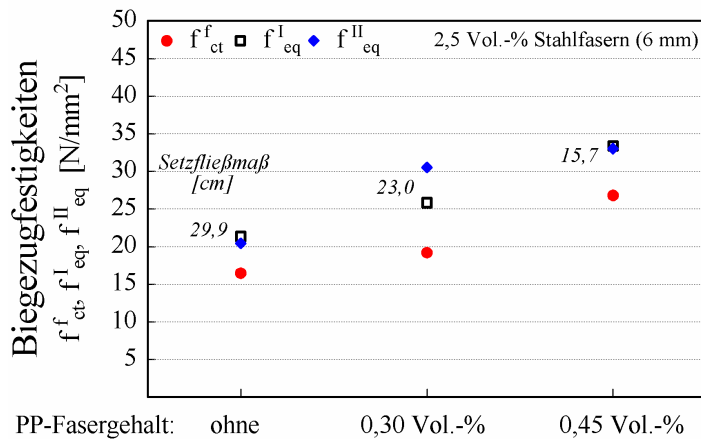


Abbildung 8: Äquivalente Biegezugfestigkeiten in Abhängigkeit vom PP-Fasergehalt



Gemäß dem DBV-Merkblatt [11] wurde die Faserbetonklasse durch Umrechnung der äquiv. Biegezugfestigkeiten  $f_{eq,I}$  und  $f_{eq,II}$  in die äquiv. Zugfestigkeiten  $f_{eq,ctm,I}$  und  $f_{eq,ctm,II}$  unter Berücksichtigung der Serienstreuungen bestimmt. Im Falle der Kombination aus 2,5 Vol.-% Stahlfasern (6 mm) und 0,3 Vol.-% PP-Fasern konnte im Bezug auf die Druckfestigkeit von 183 N/mm<sup>2</sup> eine hohe Faserbetonklasse von F 10,4/10,4 erreicht werden.

## 7 Erste realisierte Anwendung

Der Schöck Isokorb<sup>®</sup> wird als tragendes wärme- und/ oder schalldämmendes Verbindungselement zwischen Betonbauteilen, wie z.B. Balkon und Deckenplatte, unter vorwiegend ruhender Belastung verwendet. Entsprechend den neuen Anforderungen der Energieeinsparverordnung (EnEV) 2002 wurde das Original von Schöck nochmals verbessert und die Wärmedämmung gegenüber dem bisherigen Modell um bis zu 30 % verbessert.

Möglich wurde dies durch das neu entwickelte Drucklager aus faserbewehrtem, ultrahochfestem Beton, das die auftretenden Kräfte sicher übernimmt. Der ultrahochfeste Beton wird in verlorene Schalungen aus HD-PE-Kunststoff gegossen. Die Verformungen infolge von Temperaturunterschieden werden durch die individuelle Horizontalverschiebung der Druckelemente aufgefangen. Die Kunststoffummantelung am Drucklagerkopf übernimmt dabei die Funktion einer Trennschicht, so dass Spannungsrisse vermieden werden.

Vor der Endmontage werden die Betondrucklager mit den Querkraftstäben zu einer Montageeinheit verbunden und in den Aussparungen des Dämmstoffes angeordnet. Die Zugstäbe werden in eine Kunststoffschiene, welche die Verbindung mit dem Dämmkörper gewährleistet, eingerastet.

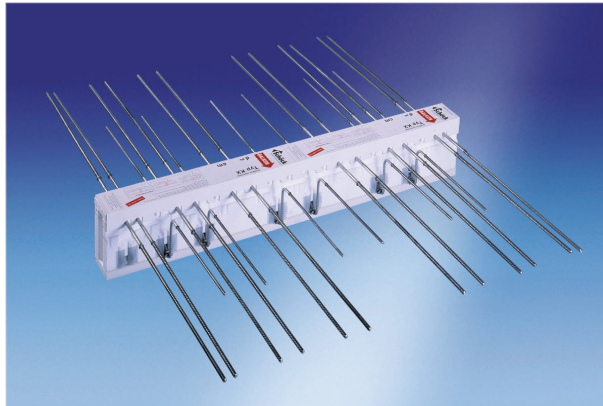


Abbildung 9: Schöck Isokorb<sup>®</sup> mit Betondrucklagern

Für den Spannungsnachweis im Gebrauchszustand muss das Drucklager wegen dem erforderlichen Sicherheitsfaktor von 3 einer Druckspannung von mindestens 103 N/mm<sup>2</sup> standhalten. Die Betonrezeptur wurde so gewählt, dass darüber hinaus eine bequeme Festigkeitsreserve vorhanden war.

Der Ersatz des herkömmlichen Druckelementes aus nichtrostendem Flachstahl durch das Betondrucklager führte infolge des kostengünstigeren Materials auch zu einem wirtschaftlichen Vorteil. Außerdem wurde durch die Eigenproduktion die Abhängigkeit von dem Lieferanten des bisherigen Druckelementes abgeschafft. Nicht zuletzt bietet das Betondrucklager auch handfeste Einbauvorteile. Nichts steht mehr hervor, was das Einfädeln in die Bewehrung behindern kann, so dass der neue Schöck Isokorb<sup>®</sup> ein perfektes Handling auf der Baustelle ermöglicht.

Hinsichtlich der Praxisreife des ultrahochfesten Betons war diese Anwendung ein erster Erfolg, was nicht zuletzt der guten Zusammenarbeit der Fa. Schöck und der TU München zu verdanken war. Im Juli 2002 wurde nach umfangreichen Zulassungsversuchen die „Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung“ für den Schöck Isokorb<sup>®</sup> mit Betondrucklager durch das Deutsche Institut für Bautechnik erteilt. Derzeit werden täglich knapp 10 000 Drucklager im Zwei-Schicht-Betrieb in einer eigens dafür konzipierten Fertigungsstraße hergestellt. Die speziellen Anforderungen hinsichtlich der Aufbereitung und Verarbeitung des ultrahochfesten Betons konnten dabei von Anfang an berücksichtigt werden.

## 8 Literaturverzeichnis

- [1] RICHARD P., CHEYREZY M.: Composition of REACTIVE POWDER CONCRETES. Scientific Division BOUYGUES, *Cement and Concrete Research*, Vol. 25, No. 7, pp. 1501-1511, 1995.
- [2] 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.
- [3] DE LARRARD F.: *Ultrafine particles for making very high performance concretes*. LCPC, Paris, Frankreich, 1992, ISBN 0419 176004.
- [4] RICHARD P., CHEYREZY M.: Reactive Powder Concrete with High Ductility and 200-800 MPa Compressive Strength. *ACI SPI 144-24*, pp. 507-518, 1994.
- [5] DALLAIRE E., BONNEAU O., LACHEMI M., AITCIN P.-C.: Mechanical Behavior of Confined Reactive Powder Concretes. *American Society of Civil Engineers Materials Engineering Conference*, Washington, DC, November 1996, Vol. 1, pp. 555-563.
- [6] HILBIG H.: Verfolgung der Zementhydratation mit Festkörper-NMR-Spektroskopie. *Beiträge zum DAfStb—38. Forschungskolloquium am 2./3. März 2000*, S. 87-96.
- [7] SCHACHINGER, I.: Untersuchungen an Hochleistungs-Feinkorn-Beton. *38. Forschungskolloquium des DAfStb, München, März 2000*, Tagungsband S.55-66.
- [8] SCHACHINGER, I.; SCHMIDT, K.; HEINZ, D.; SCHIEßL, P.: Early-Age Cracking Risk and Relaxation by Restrained Autogenous Deformation of Ultra High Performance Concrete. *Proc. of the 6<sup>th</sup> International Symposium on Utilization of High Strength/High Performance Concrete*, Leipzig, 16-20 Juni, 2002, S. 1341-1354.
- [9] RINDER, T.; REINHARDT, H.-W.: Hochfester Beton unter Dauerzuglast. *Beton- und Stahlbetonbau 96*, Heft 4, 2001.
- [10] KÜTZING, L.: Ein Beitrag zur Tragfähigkeitsermittlung stahlfaserverstärkter Betone unter besonderer Berücksichtigung bruchmechanischer Kenngrößen. *Dissertation an der Wirtschaftswissenschaftlichen Fakultät der Universität Leipzig*, 1999. 1. Auflage Oktober 2000, ISBN 3-519-05267-9.
- [11] DEUTSCHER BETON-VEREIN E.V.: *DBV Merkblatt „Stahlfaserbeton“*, Wiesbaden Okt. 2001.

Lieber Herr Schießl,

herzliche Glückwünsche zum 60. Geburtstag  
und viel Kraft für die noch anstehenden Berg- und Talfahrten wünschen Ihnen

