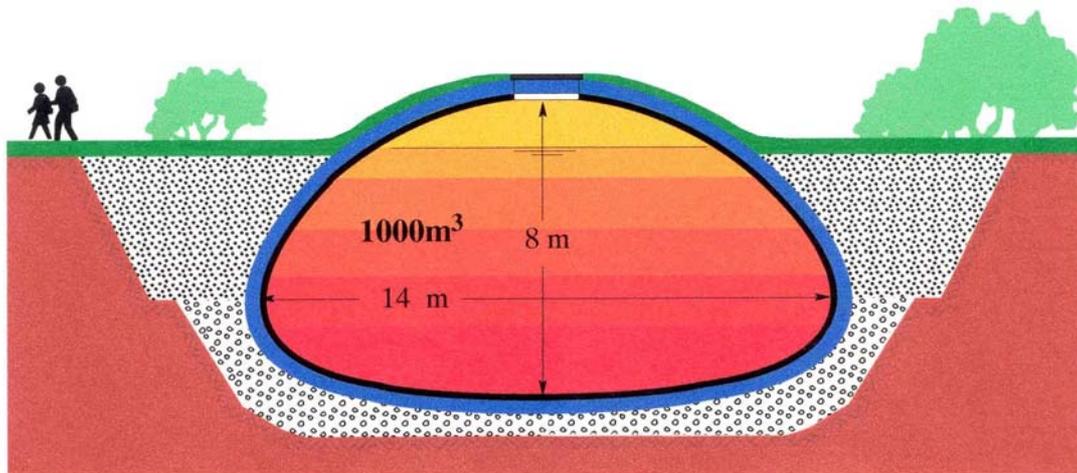


Abschlußbericht BMU 0329606V

Dichte Heißwasser-Wärmespeicher aus ultrahochfestem Faserfeinkornbeton



Entwurf und Konstruktion dichter Heißwasser-Wärmespeicher aus ultrahochfestem Faserfeinkornbeton

Karl-Heinz Reineck; Stefan Greiner

Institut für Leichtbau Entwerfen und Konstruieren
Universität Stuttgart

Baustoffversuche und Versuche zur Dichtigkeit von (Ultra)Hochleistungsbeton

Hans-Wolf Reinhardt; Martin Jooß

Institut für Werkstoffe im Bauwesen
Universität Stuttgart

März 2004

Abschlußbericht BMU 0329606V
**"Dichte Heißwasser-Wärmespeicher aus ultrahochfestem
Faserfeinkornbeton"**

Teilbericht I zu den Teilen 2 und 3 des Forschungsprogramms:

Entwurf und Konstruktion dichter Heißwasser - Wärmespeicher
aus ultrahochfestem Faserfeinkornbeton

Karl - Heinz Reineck

Stefan Greiner

Institut für Leichtbau Entwerfen und Konstruieren

Universität Stuttgart

Teilbericht II zu dem Teil 1 des Forschungsprogramms :

Baustoffversuche und Versuche zur Dichtigkeit von
(Ultra)Hochleistungsbeton

Hans - Wolf Reinhardt

Martin Jooß

Institut für Werkstoffe im Bauwesen

Universität Stuttgart

März 2004

Abschlußbericht BMU 0329606V
**"Dichte Heißwasser-Wärmespeicher aus ultrahochfestem
Faserfeinkornbeton"**

Projektleiter: Prof. Dr.-Ing. Karl - Heinz Reineck
außerord. Professor der Universität Sarajevo

Teil 1 des Forschungsprogramms:

Projektleiter: Prof. Dr.-Ing. Hans Wolf Reinhardt

Projektbearbeitung: Dr.-Ing. Martin Jooß
Institut für Werkstoffe im Bauwesen
Universität Stuttgart

Teile 2 und 3 des Forschungsprogramms:

Projektleiter: Prof. Dr.-Ing. Karl - Heinz Reineck
außerord. Professor der Universität Sarajevo

Projektbearbeitung: Dipl.-Ing. Stefan Greiner
Institut für Leichtbau Entwerfen und Konstruieren
Universität Stuttgart

Das diesem Bericht zugrundeliegende Vorhaben wurde mit Mitteln des Bundesministeriums für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit unter dem Förderkennzeichen 0329606V gefördert. Die Verantwortung für den Inhalt dieser Veröffentlichung liegt bei den Autoren.

Berichtsblatt

1. ISBN oder ISSN geplant	2. Berichtsart Schlußbericht
3a. Titel des Berichts: Dichte Heißwasser-Wärmespeicher aus ultrahochfestem Faserfeinkornbeton - Teilbericht I: Entwurf und Konstruktion dichter Heißwasser - Wärmespeicher aus ultrahochfestem Faserfeinkornbeton - Teilbericht II: Baustoffversuche und Versuche zur Dichtigkeit von (Ultra)Hochleistungs Beton	
3b. Titel der Publikationen (Auswahl, s. auch Abschnitt 7 des Berichts, Zusammenfassung) - Reineck, K.-H.; Greiner, S.; Lichtenfels, A. (2003): Wasserspeicher aus UHFB - Bemessung. S. 257 - 268 in: König, G.; Holschemacher, K.; Dehn, F. (Hrsg.): Ultrahochfester Beton - Innovationen im Bauwesen, Beiträge aus Praxis und Wissenschaft. Bauwerk Verlag, Berlin, November 2003 - Reinhardt, H.-W.; Jooß, M. (2003): Wasserspeicher aus UHFB – Technologie. S. 239-255 in: König, G.; Holschemacher, K.; Dehn, F. (Hrsg.): Ultrahochfester Beton - Innovationen im Bauwesen, Beiträge aus Praxis und Wissenschaft. Bauwerk Verlag, Berlin, November 2003 - Reineck, K.-H.; Lichtenfels, A.; Greiner, S. (2004): Hochfester und ultrahochfester Beton für Heißwasser – Wärmespeicher. Beton Werk International, Ausgabe April 2004 (geplant) - Reineck, K.-H.; Lichtenfels, A.; Greiner, S. (2004): Concrete Hot Water Tanks for the Seasonal Storage of Solar Energy Built in Germany. August 2004 issue of Structural Engineering International (SEI 3/2004) on 'Sustainable Engineering' (geplant) - Reineck, K.-H.; Greiner, S. (2004): Tests on ultra-high performance fibre reinforced concrete designing hot-water tanks and UHPFRC-shells. International Symposium on Ultra High Performance Concrete. Kassel, 13.-15. Sept. 2004 (geplant)	
4a. Autoren des Berichts (Name, Vorname(n)) Reineck, Karl - Heinz; Greiner, Stefan Reinhardt, Hans - Wolf; Jooß, Martin	5. Abschlussdatum des Vorhabens 30.09.2003
4b. Autoren der Publikation (Name, Vorname(n)) wie 4 a und Lichtenfels, Achim	6. Veröffentlichungsdatum April 2004 + s. 3b bzw. 17
8. Durchführende Institution(en) (Name, Adresse) Institut für Leichtbau Entwerfen und Konstruieren (ILEK), Universität Stuttgart Projektleiter Prof. Dr.-Ing. K. - H. Reineck (außerord. Prof. der Universität Sarajevo) Pfaffenwaldring 7, 70569 Stuttgart und Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart Prof. Dr.-Ing. H. - W. Reinhardt Pfaffenwaldring 4, 70569 Stuttgart	7. Form der Publikation Fachzeitschriften; Kongresse
13. Fördernde Institution (Name, Adresse) Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit 11055 Berlin	9. Ber.Nr. Durchführende Institution 10. Förderkennzeichen 0329606V 11a. Seitenzahl Bericht 311 11b. Seitenzahl Publikation jeweils ca. 10-15 12. Literaturangaben 99
16. Zusätzliche Angaben	14. Tabellen 80 15. Abbildungen 266
17. Vorgelegt bei (Titel, Ort, Datum) (Auswahl; nur Vorlage Endergebnisse) - 3. Leipziger Fachtagung „Innovationen im Bauwesen“ – Ultrahochfester Beton; 27./28.11.03, Leipzig - International Symposium on Ultra High Performance Concrete, 13-15 Sept. 2004, Kassel	
18. Kurzfassung In technischer Hinsicht wurden die Forschungsziele erreicht und nachgewiesen, dass ultrahochfester Faserfeinkornbeton (UHFB) die erforderliche hohe Dichtigkeit aufweist, um Heißwasser-Wärmespeicher ohne Edelstahlinnenauskleidung zu bauen. Dies gilt auch für hohe Temperaturen. Beispielsweise ist der Dampfdiffusionskoeffizient D mehr als 40-fach niedriger als der von Normalbeton und ca. 6-fach niedriger als Hochfester Beton (HFB). UHFB weist auch so hohe Zugfestigkeiten auf, dass Betonspeicher weitestgehend ohne schlaaffe Bewehrung ausgeführt und somit Kosten gespart werden können. In Versuchen an Standardkörpern wurden die Werte der Druck-, Zug-, Spaltzug- und Biegezugfestigkeit ermittelt, die notwendig für die Ermittlung von Bemessungswerten sind. Die Bemessungsansätze konnten an einem gekrümmten Schalenelement im Maßstab 1:1 überprüft werden. Es konnten damit die Grundlagen für die Bemessung von Wärmespeichern aus UHFB erarbeitet werden, und die Ergebnisse flossen auch in einen derzeit erstellten Sachstandsbericht des DAfStb ein. UHFB lässt sich am besten in Fertigteilen verwenden, da hierbei Wärme- und/oder Druckbehandlungen möglich sind. Es können somit bessere Materialqualitäten erzielt und die Endfestigkeit innerhalb von 3 bis 4 Tagen erreicht werden, so dass der Herstellungsprozess deutlich verkürzt werden kann. Wesentlich bei Verwendung von Fertigteilen ist, dass in den Fugen die Kraftübertragung sichergestellt werden kann, und es wurden deshalb Fugenausbildungen entwickelt und in zentrischen Zugversuchen erfolgreich überprüft. Es wurde ein Kostenvergleich für den Wärmespeicher in Friedrichshafen ($V = 11.600 \text{ m}^3$) aus Normalbeton mit Edelstahlinnenauskleidung (NB) mit Lösungen aus HFB und UHFB durchgeführt, und die erweiterten Rohbaukosten für den Speicher fielen von 115 €/m^3 bei NB auf 108 €/m^3 bei HFB und auf 87 €/m^3 bei UHFB ab. Bemerkenswert ist dabei, dass die Kosten für die dichte Betonstruktur alleine prozentual viel stärker abfielen, und zwar von 68 €/m^3 bei NB auf 61 €/m^3 bei HFB und auf 40 €/m^3 bei UHFB. Für einen Typenspeicher mit $V = 1.000 \text{ m}^3$ wurden erweiterte Rohbaukosten von 132 €/m^3 ermittelt, wobei nur 34 €/m^3 , also nur noch ein Viertel dieser Kosten auf das UHFB - Tragwerk entfällt. Dies bedeutet auch, dass im Bereich zwischen $V = 11.600 \text{ m}^3$ und 1.000 m^3 bei UHFB die Kosten für die dichte Betonstruktur alleine mit geringer werdenden Volumen nicht ansteigen, sondern ungefähr konstant bleiben mit ca. $40 \text{ bis } 34 \text{ €/m}^3$. Trotz der zweifellos gegebenen Unsicherheiten der Kosteneinschätzungen von UHFB ist damit das Ziel des Forschungsvorhabens erreicht, dass Wärmespeicher aus UHFB technisch machbar sind und das Potential für wesentlichen Kosteneinsparungen der Wärmespeicher haben.	
19. Schlagwörter Erdbeckenwärmespeicher; Heißwasser-Wärmespeicher; Langzeit-Wärmespeicher; solare Nahwärmeversorgung; ultrahochfester Faserfeinkornbeton, hochfester Beton; Hochleistungs Beton; selbstverdichtender Beton;	
20. Verlag	21. Preis

Document Control Sheet

1. ISBN or ISSN planned	2. Type of Report Final report
3a. Report Title: Dense Hot-water Tanks out of Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete - Part I: Design and Construction of Dense Hot-water Tanks out of Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete - Part II: Material tests and tests on the density of (Ultra) High Performance Concrete	
3b. Titles of Publications (selection, see also Conclusions of the Report / Section 7) - Reineck, K.-H.; Greiner, S.; Lichtenfels, A. (2003): Wasserspeicher aus UHFB - Bemessung. S. 257 - 268 in: König, G.; Holschemacher, K.; Dehn, F. (Hrsg.): Ultrahochfester Beton - Innovationen im Bauwesen, Beiträge aus Praxis und Wissenschaft. Bauwerk Verlag, Berlin, November 2003 (in German) - Reinhardt, H.-W.; Jooß, M. (2003): Wasserspeicher aus UHFB – Technologie. S. 239-255 in: König, G.; Holschemacher, K.; Dehn, F. (Hrsg.): Ultrahochfester Beton - Innovationen im Bauwesen, Beiträge aus Praxis und Wissenschaft. Bauwerk Verlag, Berlin, November 2003 (in German) - Reineck, K.-H.; Lichtenfels, A.; Greiner, S. (2004): Hochfester und ultrahochfester Beton für Heißwasser – Wärmespeicher. Beton Werk International, Ausgabe April 2004 (planned, in German) - Reineck, K.-H.; Lichtenfels, A.; Greiner, S. (2004): Concrete Hot Water Tanks for the Seasonal Storage of Solar Energy Built in Germany. August 2004 issue of Structural Engineering International (SEI 3/2004) on 'Sustainable Engineering' (planned) - Reineck, K.-H.; Greiner, S. (2004): Tests on ultra-high performance fibre reinforced concrete designing hot-water tanks and UHPFRC-shells. International Symposium on Ultra High Performance Concrete. Kassel, 13.-15. Sept. 2004 (planned)	
4a. Authors of the Report (Family Name, First Name) Reineck, Karl - Heinz; Greiner, Stefan Reinhardt, Hans - Wolf; Jooß, Martin	5. End of Project 30.09.2003 6. Publication Date April 2004 + see 3b resp. 17
4b. Authors of the Report (Family Name, First Name) see 4a and Lichtenfels, Achim	7. Form of Publication Technical journals, congresses
8. Performing Organizations (Name, Address) Institut für Leichtbau Entwerfen und Konstruieren (ILEK), Universität Stuttgart Projectleader Prof. Dr.-Ing. K. - H. Reineck (assoc. Prof. of the University of Sarajevo) Pfaffenwaldring 7, 70569 Stuttgart and Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart Prof. Dr.-Ing. H. - W. Reinhardt Pfaffenwaldring 4, 70569 Stuttgart	9. Originator's Report No. 10. Reference No. 0329606V 11a. No. of Pages Report 311 11b. No. of Pages Publication each about 10 to 15 12. No. of References 99
13. Sponsoring Agency (Name, Address) Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit 11055 Berlin	14. No. of Tables 80 15. No. of Figures 266
16. Supplementary Notes	
17. Presented at (Title, Place, Date) (selection, only about final report) - 3. Leipziger Fachtagung „Innovationen im Bauwesen“ – Ultrahochfester Beton; 27./28.11.03, Leipzig - International Symposium on Ultra High Performance Concrete, 13-15 Sept. 2004, Kassel	
18. Abstract The technical aims of the research project were achieved and it was proved that ultra-high-performance fibre reinforced concrete (UHPC) attains such a density that hot-water tanks can be built without an inner steel liner needed for normal concrete (NC). This also applies to high temperatures. For example, the steam diffusion coefficient D is 40-times lower than for normal concrete and 6-times lower than high-strength concrete (HSC). The tensile strength of UHPC is so high that hot-water tanks can be designed without almost any reinforcement thus saving costs. The compressive strength, the axial, splitting and flexural tensile strength were tested with control specimens required for deriving design values. The design assumptions were checked by curved full-scale shell elements. So the basics for the design of hot-water tanks out of UHPC were defined, and the results were also considered in a state-of-the-art report by the DAFStb just being written. UHPC is best used for prefabricated elements, because a heat and/or a pressure treatment may be applied. Thus better material qualities can be assured and the final strength may be attained in 3 to 4 days so that the fabrication or construction process is considerably shortened. A main issue for using prefabricated elements is that the joints safely transfer the forces, and a joint construction was developed and successfully tested in pure tension. A cost comparison was performed of the hot-water-tank in Friedrichshafen ($V = 11.600 \text{ m}^3$) out of NC with an inner steel liner with designs out of HSC and UHPC, and the total costs for the tank decreased from 115 €/m ³ for NC to 108 €/m ³ for HSC and 87 €/m ³ for UHPC. It is noteworthy that the costs for the dense concrete structure alone decreased relatively seen far more from 68 €/m ³ for NC to 61 €/m ³ for HSC and 40 €/m ³ for UHPC. For a standardized tank with $V = 1.000 \text{ m}^3$ the total costs were 132 €/m ³ , whereby only 34 €/m ³ or a quarter are attributed to the UHPC structure. This also means that in the range between $V = 11.600 \text{ m}^3$ and 1.000 m^3 the costs for a UHPC tank do not increase with decreasing volume but remain constant with about 40 to 34 €/m ³ . Despite of the undoubtedly existing uncertainties of the cost assumptions for UHPC, the aim of the research project was achieved that hot-water tanks out of UHPC are technically feasible and contain a potential for substantial cost reductions for hot-water tanks.	
19. Keywords hot-water tanks; seasonal storage of solar energy; ultra-high performance concrete; reactive powder concrete; high performance concrete; high strength concrete; self compacting concrete	
20. Publisher	21. Price

Teilbericht I

zum Abschlußbericht BMU 0329606V

"Dichte Heißwasser-Wärmespeicher aus ultrahochfestem Faserfeinkornbeton"

Entwurf und Konstruktion dichter Heißwasser-Wärmespeicher
aus ultrahochfestem Faserfeinkornbeton
- Teile 2 und 3 des Forschungsprogramms

Karl - Heinz Reineck

Stefan Greiner

Projektleiter: Prof. Dr.-Ing. Karl - Heinz Reineck
außerord. Professor der Universität Sarajevo

Projektbearbeitung: Dipl.-Ing. Stefan Greiner

Institut für Leichtbau Entwerfen und Konstruieren März 2004

Universität Stuttgart

Pfaffenwaldring 7 + 14

70569 Stuttgart

Inhaltsverzeichnis zum Teilbericht I

- 1 Einleitung und Zielsetzung des Forschungsvorhabens** (6 Seiten)
 - 1.1 Vorbemerkungen
 - 1.2 Zielsetzung
 - 1.3 Wissenschaftliche und technische Arbeitsziele
 - 1.3.1 Übersicht
 - 1.3.2 Werkstoffkundliche Untersuchungen und Sachstand
 - 1.3.3 Versuche an Bauteilen und Sachstand
 - 1.3.4 Tragwerksuntersuchungen und Entwicklung eines Typenspeichers
- 2 Ultrahochfeste Faserfeinkornbetone** (17 Seiten)
 - 2.1 Überblick über ultrahochfeste Faserfeinkornbetone
 - 2.1.1 Allgemeines
 - 2.1.2 Herstellung und Zusammensetzung
 - 2.2 Ductal[®]
 - 2.3 Eigenschaften von Ductal[®] bzw. BPR
 - 2.3.1 Physikalische Eigenschaften und Festigkeiten
 - 2.3.2 Dichtigkeit und Dauerhaftigkeit
 - 2.4 Einsatz von ultrahochfesten Faserfeinkornbetonen (Ductal[®]) für Wärmespeicher
- 3 Zusammenfassung der Versuchsergebnisse** (12 Seiten)
 - 3.1 Allgemeines
 - 3.2 Festigkeitswerte
 - 3.2.1 Druckfestigkeit
 - 3.2.2 E-Modul
 - 3.2.3 Spaltzugfestigkeit
 - 3.2.4 Biegezugfestigkeit
 - 3.2.5 Zentrische Zugfestigkeit
 - 3.2.6 Verbund zwischen UHFB und Stabstahl
 - 3.3 Fugenversuche

4 Bemessungsgrundlagen

(34 Seiten)

- 4.1 Allgemeines
- 4.2 DBV-Merkblatt Stahlfaserbeton (Fassung Oktober 2001)
 - 4.2.1 Einleitende Bemerkungen
 - 4.2.2 Bestimmung der Zugfestigkeiten
 - 4.2.3 Bemessungskonzept
 - 4.2.4 Allgemeine konstruktive Regeln
- 4.3 Recommandations provisoires „Bétons fibrés à ultra-hautes performances“
 - 4.3.1 Einleitende Bemerkungen
 - 4.3.2 Mechanische Eigenschaften von UHFB
 - 4.3.3 Bemessungsgrundlagen
- 4.4 DAfStb-Sachstandsbericht „Ultrahochfester Beton“
 - 4.4.1 Allgemeines
 - 4.4.2 Festigkeiten bzw. Bemessungswerte
 - 4.4.3 Spannungs-Dehnungs-Linie für nichtlineare Verfahren der Schnittgrößenmittlung und für Verformungsberechnungen (Gebrauchszustand)
 - 4.4.4 Spannungs-Dehnungs-Linie für die Querschnittsbemessung (Tragfähigkeit)
- 4.5 Zusammenfassung und Anwendung auf Wärmespeicher

5 Vergleich Normalbeton, HFB und Ductal® am Beispiel Wärmespeicher Friedrichshafen

(30 Seiten)

- 5.1 Allgemeines
- 5.2 Entwurf Friedrichshafen mit Normalbeton und Edelstahl
- 5.3 Entwurf Friedrichshafen mit hochfestem Beton HFB
- 5.4 Bemessung Friedrichshafen mit Ductal®
 - 5.4.1 Allgemeines
 - 5.4.2 Schnittgrößen für verschiedene Lastfälle
 - 5.4.3 Zusammenfassung der Schnittgrößen und Bemessung
- 5.5 Vergleich der Kosten
- 5.6 Diskussion der Kosten und Schlussfolgerungen

6 Typenspeicher aus UHFB (Ductal®)	(34 Seiten)
6.1 Fertigteile aus UHFB (Ductal®)	
6.2 Formen und Konzepte für Wärmespeicher	
6.3 Typenspeicher 1.000 m ³ aus UHFB	
6.4 Untersuchung eines Schalenelements unter kombinierter Normalkraft- und Biegebeanspruchung	
6.4.1 Versuchsbeschreibung und –durchführung	
6.4.2 Zusammenfassung der Versuchsergebnisse	
6.5 Wärmedämmung	
6.5.1 Blähglas-Granulat	
6.5.2 Foamglas®	
6.5.3 STALA®	
6.5.4 Diskussion	
6.6 Kosten für Typenspeicher mit V = 1.000 m ³	
6.7 Kosteneinordnung Typenspeicher	
7 Zusammenfassung	(6 Seiten)
7.1 Allgemeines	
7.2 Materialfestigkeiten	
7.3 Fugenausbildung und Fertigteile	
7.4 Wärmespeicher vom Typ Friedrichshafen aus Normalbeton, HFB und UHFB	
7.5 Typenspeicher aus UHFB (V = 1.000 m ³)	
7.6 Veröffentlichungen	
Schrifttum	(4 Seiten)
Anhänge zu Teilbericht I, Abschnitt 3	
Anhang 3.1: Versuchsergebnisse Ductal® (Nov. 00 – Juni 01)	(19 Seiten)
Anhang 3.2: Versuchsergebnisse Ductal® (Okt. 01 – Feb. 02)	(22 Seiten)
Anhang 3.3: Versuchsergebnisse Ductal® (April – Juli 02)	(19 Seiten)
Anhang 3.4: Zusammenstellung Versuchsergebnisse BPR 1997/1998	(8 Seiten)

1 Einleitung und Zielsetzung des Forschungsvorhabens

1.1 Vorbemerkungen

Der Langzeitwärmespeicher stellt das zentrale Bauwerk einer saisonal betriebenen solaren Nahwärmerversorgung dar, wie sie von Hahne und Fisch (1992, 1995) entwickelt wurde. Im Rahmen eines BMBF-Vorhabens wurden am Institut für Konstruktion und Entwurf II (KE2), heute Institut für Leichtbau Entwerfen und Konstruieren (ILEK) der Universität Stuttgart, in Zusammenarbeit mit dem Institut für Thermodynamik und Wärmetechnik (ITW), Untersuchungen zu einem kleinen Pilotspeicher in Rottweil und zweier größerer Heißwasser-Wärmespeicher in Friedrichshafen und Hamburg durchgeführt [Reineck und Lichtenfels (1997)]. Insbesondere der Entwurf und der Bau des Heißwasser-Wärmespeichers in Friedrichshafen, der mit 12.000 m³ der derzeit größte dieses Typs in Europa ist, stellte einen Meilenstein in der Entwicklung und bautechnischen Realisierung von saisonalen Wärmespeichern dar. Damit wurde im Gegensatz zu den Prognosen früherer Studien ein wesentlicher Fortschritt in Richtung Wirtschaftlichkeit erreicht.

In dem nachfolgenden BMBF-Forschungsvorhaben von Reineck, Lichtenfels und Greiner (2000) wurden Untersuchungen an Heißwasser-Wärmespeichern aus dichtem Hochleistungsbeton ohne eine Edelstahlinnenauskleidung durchgeführt, um dadurch nach dem damaligen Kostenniveau (z.B. Materialpreise) ca. 25 % der Baukosten gegenüber dem Wärmespeicher in Friedrichshafen ($V = 12.000 \text{ m}^3$) einzusparen. Bei geringen Wasservolumina konnte jedoch nur noch eine Kostenverminderung von ca. 15 % erwartet werden, weil die Fixkosten sich nicht proportional mit dem Volumen verringern und bei kleinen Wärmespeichern stärker zu Buche schlagen. Die Ergebnisse dieses Vorhabens wurden bei dem Bau des Pilotspeichers aus HFB mit 2.750 m³ genutzt, der in Hannover anlässlich der EXPO 2000 gebaut wurde.

1.2 Zielsetzung

Mit diesem Forschungsvorhaben sollte insgesamt die Bautechnik von Heißwasser-Wärmespeichern aus Hochleistungsbeton weiterentwickelt und dadurch eine weitere wesentliche Kostenreduktion bei erdüberschütteten Langzeitwärmespeichern ermöglicht werden. Es soll ein ultrahochfester Faserfeinkornbeton eingesetzt werden. Dieser wird im folgenden mit UHFB abgekürzt. UHFB (ultrahochfester Beton) schließt im Allgemeinen auch Grobkornbetone und Betone ohne Fasern ein, hier bedeutet UHFB jedoch immer einen faserbewehrten Feinkornbeton, sofern keine weiteren Anmerkungen erfolgen. UHFB weist gegenüber HFB einen ca. 6-fach höheren und gegenüber Normalbeton einen ca. 47-fach höheren Dampfdiffusionskoeffizienten auf. Ein solcher UHFB wurde unter dem Namen BPR (BPR = Béton de Poudres Réactives, bzw. RPC = Reactive Powder Concrete) von der Firma Bouygues neu entwickelt [Richard und Cheyrezy (1994)] und später zusammen mit Lafarge und Rhodia weiter verbessert. Er ist jetzt unter dem Markennamen Ductal[®] auf dem Markt erhältlich. Die angekündigten hervorragenden Eigenschaften und die grundsätzliche Eignung dieses Materials für dichte Wärmespeicher sollten mit diesem Vorhaben bestätigt werden.

Weiterhin sollte ein besonderes Augenmerk auf die mögliche Typisierung von Wärmespeichern gelegt werden, wobei sowohl an Typenspeicher für kleine Wasservolumina als auch an Vorfertigung von Bauteilen größerer Wärmespeicher gedacht ist.

Weitere Einsparungen können bei UHFB durch neue oder weiterentwickelte Herstellungs- und Fertigungskonzepte erzielt werden. Es ist dabei sowohl an die Vorfertigung von Bauteilen als auch an Mischbauweisen mit Fertigteilen und Ortbeton gedacht. Die Vorfertigung von Bauteilen erlaubt insbesondere auch sehr hohe Ausführungsqualitäten. Es ist auch an die Verwendung von selbstverdichtendem Beton (self compacting concrete) gedacht, der auf sei-

ne Dichtigkeit überprüft werden soll. Dieser kann wie eine Flüssigkeit ohne interne oder externe Verdichtungsarbeit eingebaut werden, und er erlaubt dünnere Bauteile. Außerdem garantiert er das zuverlässige Betonieren schwieriger und hochbewehrter Details. Der Begriff „selbstverdichtender Beton“ erfasst hierbei neben Betonen mit Druckfestigkeiten im Bereich von Normalbeton auch den UHFB, d.h. BPR bzw. Ductal®.

Die Zielsetzung aller Teilprojekte dieses Forschungsvorhabens war es, die Materialien und die Fertigungsmethoden so weiter zu entwickeln, dass Wärmespeicher aus Hochleistungsbeton in Zukunft noch deutlich wirtschaftlicher gebaut werden können. Die Baukosten für unterirdische Heißwasserwärmespeicher sollten so weit gesenkt werden, dass sich gegenüber dem vorherigen Vorhaben eine weitere Kostenreduktion von ca. 20 bis 25% ergibt, und sich die gesamten Baukosten eines Wärmespeichers wie in Friedrichshafen ($V = 12.000 \text{ m}^3$) auf ca. 60% vermindern. Dies wäre ein entscheidender Schritt in Richtung der Wirtschaftlichkeit.

Das Ziel der Entwicklung wirtschaftlicher Langzeitwärmespeicher erschien durch die Verwendung der ultrahochfesten Faserfeinkornbetone UHFB möglich, wobei dies durch verschiedene Maßnahmen erreicht werden kann:

- Verzicht auf die Edelstahlaukleidung.
- Vorfertigung von Elementen.
- Wirtschaftlichere Bauverfahren.
- Entwicklung von Typenspeichern.

1.3 Wissenschaftliche und technische Arbeitsziele

1.3.1 Übersicht

Das Forschungsvorhaben umfasst folgende Teilprojekte:

Teil 1: Werkstoffkundliche Untersuchungen (Abschn. 1.3.2; IWB)

- Transport von Wasser in Beton
- Versuche an gerissenen Proben
- Auslaugung von Beton
- Selbstverdichtender Beton

Die Ergebnisse dieses Teils sind im Teilbericht II von Reinhardt und Jooß dargelegt.

Teil 2: Versuche an Bauteilen (Abschn. 1.3.3; KE2 bzw. ILEK)

- Materialkennwerte für UHFB und Bemessungskonzept
- UHFB-Bauteile bei kombinierter Last- und Zwangsbeanspruchung
- Versuche an UHFB-Membranbauteilen
- Tragverhalten von Fugen

Teil 3: Tragwerksuntersuchungen und Entwicklung eines Typenspeichers (Abschn. 1.3.4; KE2 bzw. ILEK)

Die Ergebnisse der Teile 2 und 3 sind im Teilbericht I von Reineck und Greiner dargelegt.

1.3.2 Werkstoffkundliche Untersuchungen und Sachstand (Teil 1; IWB)

1.3.2.1 Stand der Kenntnisse

Wassertransport erfolgt in Beton in der flüssigen und gasförmigen Phase. Flüssiges Wasser wird hauptsächlich durch Kapillarkräfte und hydraulischen Druck durch das Kapillarporensystem von Beton bewegt. In gasförmigem Zustand tritt bei einem Konzentrationsgefälle Diffusion auf. Wegen der stark variierenden Porenradien und den kleinen Abmessungen der Poren entstehen Mischformen des Transports, die durch einen feuchteabhängigen Diffusionskoeffizienten berücksichtigt werden [Klopfer (1994), Hansen (1986), Wittmann (1993), Künzel (1994)]. Beim vorliegenden Fall des Füllens und Betriebens eines Behälters handelt es sich um einen zeitabhängigen Vorgang, bei dem das teilweise wassergefüllte Porensystem des Betons langsam wassergesättigt wird. Der Wasserfront vorauseilend findet Transport in gasförmigem Zustand statt. Da die Wassertemperatur in Behältern saisonalen Schwankungen unterliegt, wird sich kein stationärer Zustand einstellen.

Prinzipiell ist der Transport von Wasser in Beton bekannt. Inwieweit die vorhandenen Modelle zuverlässig eingesetzt werden können [z.B. das Programm WUFI, Künzel (1994)] war noch nicht bekannt, da der hydraulische Wasserdruck nicht berücksichtigt ist.

Der Wassertransport in Rissen wurde bei konstanten Temperaturen untersucht und modelliert [Edvardsen (1996)]. Es zeigte sich dabei, dass Risse bis zu einer Breite von 0,2 mm (abhängig vom hydraulischen Druck) durch Auslaugungs- und Niederschlagsreaktionen sich selbst abdichten können. Da die Temperatur im vorliegenden Fall höher als Raumtemperatur und variabel ist, waren die vorhandenen Modelle in dieser Hinsicht zu überprüfen.

Grundsätzlich wird Beton, der mit Wasser in Kontakt steht, von der Oberfläche ausgehend ausgelaugt. Da der Betrieb einer Solaranlage mit der Wasserströmung durch Rohre, Ventile und Pumpen verbunden ist, sind Auslaug- und Ausfällreaktionen von wesentlicher Bedeutung für die Zuverlässigkeit und Wirtschaftlichkeit. Die im vorherigen Forschungsvorhaben durchgeführten ersten Untersuchungen an HFB zeigten sehr positive Ergebnisse, mussten aber ergänzt und vertieft werden, und es mussten weitere Versuche an dem ultradichten Faserbeton BPR bzw. Ductal[®] und an selbstverdichtendem Beton durchgeführt werden. Der Auslaugungsvorgang hängt neben der Zusammensetzung und dem Hydratationszustand des Betons von der Zusammensetzung des Wassers, der Temperatur und den Strömungsverhältnissen ab. Ob vorhandene Modelle [Gérard (1996), Glasser (1998)] die relevanten Vorgänge und Neubildungen chemisch und physikalisch zutreffend abbilden, musste überprüft werden. In einer sehr rezenten Übersicht [Glasser (1998)] wurde für den Temperaturbereich 40° bis 160° C Kenntnisdefizit signalisiert.

1.3.2.2 Arbeitsprogramm

1.3.2.2.1 Transport von Wasser in Beton

Bisherige Versuche an Beton mit Druckfestigkeiten zwischen 40 und 80 N/mm² wurden bei 20, 50 und 80°C durchgeführt. Die Ergebnisse der Permeabilitäts-, Diffusions- und Kapillaritätsversuche zeigten eine signifikante Temperaturabhängigkeit.

Weitere Versuchsreihen wurden im jetzigen Vorhaben geplant für einen hochfesten Beton B85, selbstverdichtenden Beton sowie für BPR bzw. Ductal[®] und einen eigenen Feinkornhochleistungsbeton. UHFB mit einem Größtkorn < 1 mm und Stahlfasern (Durchmesser ca. 0,15 mm, Länge 12 - 15 mm) erscheint für die Anwendung als Beton auf dichtende Funktion besonders geeignet. Geplant wurden Versuche zur Bestimmung der Permeabilität, Diffusion (Feucht- und Trockenbereich) und Kapillarabsorption bei 20, 50 und 80°C.

1.3.2.2 Versuche an gerissenen Proben

Für diesen Teil des Forschungsvorhabens wurden geeignete Probekörper aus den Betonsorten erstellt, die im vorigen Teil festgelegt wurden. Geplant wurden Probekörper, die so bewehrt sind, dass bei HFB eine stabile Rissbildung mit Rissbreiten von 0,05 bis 0,20 mm möglich ist. Die bewehrten Probekörper wurden dann einer so hohen Zugbeanspruchung unterworfen, dass die Bewehrung sich plastisch verformte und die Risse auch nach der Entlastung geöffnet blieben. Die zylindrischen Probekörper wiesen nach der Entlastung die vorgesehenen Werte von 0,05 bis 0,20 mm auf und wurden anschließend auf Permeabilität und Diffusion untersucht, wobei mehrere Temperaturstufen geplant wurden (20, 50 und 80 °C). Neben den rein physikalischen Kennwerten wurde auch das Selbstheilungsverhalten der Risse untersucht. Die Ergebnisse wurden ausgewertet und mit denjenigen von ungerissenem Beton verglichen.

Beim faserbewehrtem UHFB sind sehr viel kleinere Rissbreiten zu erwarten, und deshalb wurden die Versuchskörper auf eine mit den obigen Versuchen vergleichbare mittlere Dehnung eingestellt.

1.3.2.3 Auslaugung von Beton

An 100mm-Würfeln bzw. zylinderförmigen Betonproben mit 100 mm Durchmesser und 100 mm Länge wurden Auslaugversuche in Wasser durchgeführt. Als Variable wurden eingeführt: Wassermenge, Wassererneuerung, Temperatur, Gasatmosphäre über dem Wasser. Die Referenzwassermenge betrug 4 Liter, eine mechanische Bewegung, z.B. durch Umrühren fand nicht statt, es konnte jedoch von einer Durchmischung durch thermische Bewegung ausgegangen werden. Als Wassererneuerung wurde zwischen 1 mal/Tag, nach 3, 7, 14, 21, 42 und 57 bzw. 84 Tagen gewählt. Die Temperatur betrug 40, 60 und 80°C. Das Wasser der Auslauggefäße wurde nach verschiedenen Zeiten entnommen und auf 40°C abgekühlt. Die Gasatmosphäre über dem Wasser war entweder Luft oder Stickstoff.

Die Ionenkonzentration des Wassers im Auslauggefäß und im Abkühlgefäß wurde beim Wasserwechsel gemessen. Unter Annahme eines diffusionskontrollierten Prozesses kann damit auf längere Zeiträume extrapoliert werden, wobei die Rand- und Anfangsbedingungen entsprechend zu verwenden sind.

1.3.2.4 Selbstverdichtender Beton (self compacting concrete)

In den letzten Jahren wurde insbesondere in Japan ein „selbstverdichtender Beton“ (self compacting concrete) entwickelt, der ohne jegliche Verdichtung durch Innen- oder Außenrüttler verarbeitet werden kann. Für Wärmespeicher würde dieser Beton dünnere Bauteile, ggf. größere Betonierabschnitte und ein zuverlässiges Betonieren hochbewehrter oder komplizierter Details erlauben.

Im Rahmen dieses Vorhabens wurden entsprechende Betonrezepturen erprobt, sowie die zuvor nicht geprüfte Dichtigkeit mit den o.a. Versuchen untersucht.

1.3.3 Versuche an Bauteilen und Sachstand (Teil 2; KE2 bzw. ILEK)

1.3.3.1 Materialkennwerte für UHFB und Bemessungsgrundlagen für UHFB-Bauteile

Da UHFB ein relativ neues Produkt ist, lagen zu Beginn des Forschungsvorhabens weder ausreichende Materialkennwerte noch ein Bemessungskonzept vor. Im Abschnitt 2 des Teilberichts I wird deshalb ein Überblick über und eine Definition von UHFB angegeben. Die dortigen Materialbeschreibungen werden in Abschnitt 3 durch eigene Versuchsergebnisse ergänzt. Diese dienen zur Ermittlung der wesentlichen Festigkeiten, welche notwendig zur Bemessung eines Wärmespeichers sind. Die erste Richtlinie zu UHFB wurde erst im Januar 2002 von AFGC und SETRA (2002) in Frankreich herausgegeben, in Deutschland existiert eine solche bis heute nicht. Deshalb war es notwendig, zunächst Überlegungen zur Bemessung von UHFB basierend auf der Richtlinie von AFGC und SETRA (2002) und dem DBV-Merkblatt „Stahlfaserbeton“ (2001) anzustellen. Diese Ansätze werden in Abschnitt 4 diskutiert und gehen auch in den Sachstandsbericht des DAfStb zum Thema „Ultrahochfester Beton“ [Reineck, Greiner et. al (2004)] ein.

1.3.3.2 Versuche an UHFB - Membranbauteilen bei kombinierter Last- und Zwangsbeanspruchung

Im Teil 2 des Forschungsvorhabens sollten darüber hinaus ergänzend zu den Versuchen an HFB-Bauteilen im Rahmen des vorherigen Vorhabens Versuche durchgeführt werden, die das Verhalten von UHFB-Bauteilen unter Last- und Zwangsbeanspruchung simulieren. Insbesondere sollten die Auswirkungen der für die Bemessung von Wärmespeichern maßgebenden sehr hohen Zwangsbeanspruchung infolge einer Temperaturdifferenz von $\Delta T = 32$ K über nur 1,0 m Höhe untersucht werden.

Membranbauteile können z.B. vorteilhaft im Bodenbereich der Wärmespeicher eingesetzt werden, um in erster Linie nur die Dichtigkeit zu gewährleisten, da die Wasserlasten direkt vom Boden aufgenommen werden können [Hanskat (1995); Reineck, Lichtenfels und Greiner (2000)]. Damit wird die ursprüngliche Idee von Erdbecken-Wärmespeichern aufgenommen.

In vielen anderen Bereichen müssen die Membranbauteile bzw. Schalenwände jedoch neben der Dichtigkeit auch lastabtragende Aufgaben erfüllen. Basierend auf dem Entwurf eines Typenspeichers wird in Abschnitt 6 des Teilberichts I ein gekrümmtes Schalenelement vorgestellt, das charakteristisch für den Übergang Kegelstumpfdach zu Zylinderwand ist. Für die im Speicher auftretenden Gewichts-, Verkehrs- und Temperaturlasten wurde ein Belastungsprogramm für einen gekrümmten Versuchskörper entwickelt, um an einem Bauteilelement im Maßstab 1:1 die Realisierbarkeit aufzuzeigen.

Besondere Überlegungen mussten dabei auch zur technischen Durchführbarkeit einer internen oder externen Vorspannung der UHFB-Wände bei den hier auftretenden hohen Temperaturen angestellt werden.

1.3.3.3 Tragverhalten von Fugen

Ein wesentlicher Punkt der Untersuchungen an UHFB-Bauteilen stellten die konstruktive Ausbildung und Versuche zum Trag- und Verformungsverhalten von Fugen dar, wobei es sich um Arbeitsfugen oder Fugen von Fertigteilen handeln kann. Für Faserbetone sind die Fugen ein großes Problem, weil im Fugenbereich keine Fasern über die Fuge verlaufen und somit die Tragfähigkeit des Grundmaterials nicht erreicht wird.

Es wurden verschiedene Möglichkeiten von „Verbundfugen“ von UHFB-Bauteilen mit eingelegtem Betonstahl untersucht, wobei die Anordnung und der erforderliche Bewehrungsgehalt die wesentlichen Parameter waren.

In die Fugen zwischen Fertigteilen soll ebenfalls UHFB, entweder mit oder ohne Fasern, eingebracht werden. Der Fugenbereich soll hinsichtlich der Dichtigkeit und der Lastabtragung vergleichbare Eigenschaften aufweisen, wie die Fertigteile.

Die bevorzugte Fugenausbildung ist in Abschnitt 3.3 des Teilberichts I angegeben; alle untersuchten Alternativen finden sich im Anhang.

1.3.4 Tragwerksuntersuchungen und Entwicklung eines Typenspeichers (Teil 3; KE2 bzw. ILEK)

Aufbauend auf den Ergebnissen aus Teil 2 (s. Abschnitt 1.3.3) wurden in den Abschnitten 5 und 6 des Teilberichts I Wärmespeicher aus UHFB entworfen. Um einen direkten Vergleich zwischen der Konstruktion und den zugehörigen Kosten zwischen einer Lösung aus Normalbeton, HFB und UHFB zu erhalten, wurden die Lösungen eines Speichers vom Typ Friedrichshafen aus diesen 3 unterschiedlichen Betonarten gegenübergestellt.

Den Schwerpunkt des Teils 3 bildete der Entwurf wirtschaftlicher UHFB-Heißwasser-Wärmespeicher und die Entwicklung typisierter Fertigteile sowie eines Typenspeichers. Für letzteren wurde ebenfalls eine Kostenschätzung durchgeführt. Die Entwicklung eines Typen-Wärmespeichers sollte dabei für standortunabhängige Randbedingungen durchgeführt werden. Dabei stand der Entwurf eines kleinen Behälters von beispielsweise 1000 m³ Inhalt im Vordergrund, der eine optimierte Form und Standardabmessungen aufweist und in Serie hergestellt werden könnte.

2 Ultrahochfeste Faserfeinkornbetone

2.1 Überblick über ultrahochfeste Faserfeinkornbetone

2.1.1 Allgemeines

Ultrahochfeste Betone sind Betone mit Druckfestigkeiten von etwa 150 MPa und höher. Dabei muss zwischen ultrahochfesten Betonen mit groben Zuschlägen (bis zu 8 oder sogar 16 mm Größtkorn) und Faserfeinkornbetonen unterschieden werden. Beide werden zur Zeit von einem DAfStb – Unterausschuss „Ultrahochfester Beton“ näher untersucht und charakterisiert. Am Ende dieser Diskussion soll ein Sachstandsbericht zu ultrahochfesten Betonen (Betonetechnik und Bemessung) stehen, der 2004 veröffentlicht werden soll.

Insbesondere für Typenspeicher wie in Kapitel 6 mit geringen Wasservolumina von etwa 1000 m³ können Schalenträgerwerke geringer Wanddicke eingesetzt werden. Speziell hierfür, aber auch für die Fugenbereiche wie in Abschnitt 3.3 mit enger lokaler Bewehrung sind Betone mit groben Zuschlägen nur bedingt bzw. ungeeignet. Deshalb sind für die Anwendung für Wärmespeicher eigentlich nur die Faserfeinkornbetone sinnvoll einsetzbar.

Bei ultrahochfesten Feinkornbetonen handelt es sich nach strenger Definition aufgrund ihrer Zusammensetzung und wegen des geringen Größtkorndurchmessers von maximal 600 µm nicht um Betone. International werden Begriffe wie Reactive Powder Concrete (RPC) oder Béton de Poudres Réactives (BPR) verwendet, wobei die Entwicklung in Frankreich sicherlich am weitesten fortgeschritten ist. Die Firmen Bouygues, Lafarge und Rhodia verkaufen beispielsweise als eines der ersten Produkte weltweit einen ultrahochfesten Feinkornbeton unter dem Produktnamen Ductal[®] in verschiedenen Spezifikationen. In Deutschland werden solche Betone ebenfalls als Feinkorn- oder Reaktionspulverbetone bezeichnet. Gängig ist aber der Begriff ultrahochfester Beton oder Ultrahochleistungsbeton bzw. Ultra High Performance Concrete (UHPC), wobei sich der DAfStb – Unterausschuss für die Bezeichnung ultrahochfester Beton und die Abkürzung UHFB für alle Arten von ultrahochfesten Betonen (nicht nur die Feinkornbetone) entschieden hat. In diesem Bericht meint UHFB allerdings im Normalfall nur den ultrahochfesten Faserfeinkornbeton.

Ultrahochfeste Betone zeichnen sich nebst der hohen Dauerhaftigkeit durch sehr gute Festigkeitseigenschaften aus, sodass meist auf schlaffe Bewehrung verzichtet werden kann. Bild 2.1 zeigt zur Einordnung der Betonklassen die Betondruckfestigkeit verschiedener Betone in Abhängigkeit vom Wasser-Zement-Wert.

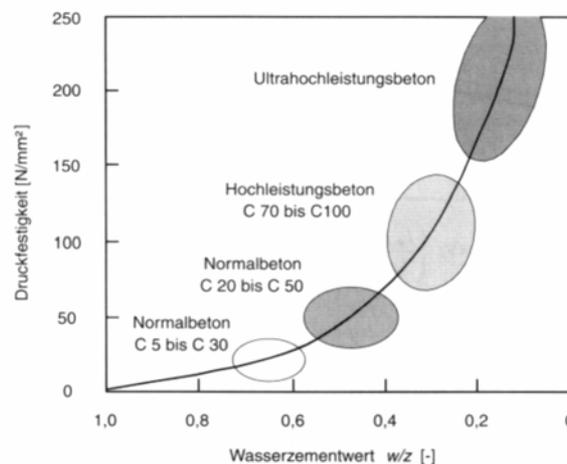


Bild 2.1: Betondruckfestigkeit in Abhängigkeit vom Wasser-Zement-Wert [König, Tue und Zink (2001)]

Fig. 2.1: Concrete compressive strength dependent on the water-cement-ratio

2.1.2 Herstellung und Zusammensetzung

2.1.2.1 Grundprinzipien zur Herstellung

Normal- und hochfeste Betone haben aufgrund der groben Zuschläge ein heterogenes Gefüge, und hierdurch treten Gefügestörungen zwischen Zuschlag und Zementsteinmatrix, wie z.B. Mikrorisse, auf. Das Grundprinzip bei ultrahochfesten Feinkornbetonen basiert deshalb u.a. auf der Minimierung von Gefügestörungen, d.h.: Poren und Mikrorisse werden durch die Wahl der Ausgangsstoffe und durch die Nachbehandlung weitestgehend reduziert. Dies wird durch folgende Vorgehensweisen erreicht:

- Verbesserung der Homogenität des Betongefüges durch den Wegfall von Grobzuschlägen.
- Verbesserung der Packungsdichte durch Optimierung des Korngemisches und Aufbringen von Druck vor und während des Erstarrens des Betons.
- Verbesserung der Mikrostruktur durch Wärmebehandlung nach dem Erstarren.
- Verbesserung der Duktilität durch Zusatz von feinen Stahlfasern bzw. auch Kunststofffasern.
- Beibehaltung der für Normalbeton und hochfesten Beton bekannten Misch- und Betonieretechnologie [Richard und Cheyrezy (1995)], wobei der Feinkornbeton am besten als selbstverdichtender Beton hergestellt wird.

Während eine Druck- und Wärmebehandlung an Fertigteilen leicht durchgeführt werden kann und zu besseren Werkstoffeigenschaften führt (vgl. 2.1.2.5), ist sie beim Betonieren auf der Baustelle schwieriger durchführbar. Deshalb bietet sich die Verwendung von Fertigteilen an, so dass nur noch die Fugen auf der Baustelle ausbetoniert werden müssen. Aber auch ohne diese Nachbehandlungen sind hohe Festigkeiten erreichbar, wie die Versuche in Abschnitt 3 zeigen.

Das Erreichen eines homogenen Betongefüges als Folge eines optimalen Kornaufbaus ist die Grundlage zur Herstellung von ultrahochfesten Betonen. Dazu werden die Partikelgrößen von Zuschlag, Bindemittel und Füllstoffen derart aufeinander abgestimmt, dass ein möglichst dichtes Gefüge entsteht. Als Zuschlag wird bei ultrahochfesten Feinkornbetonen Feinsand mit einem Korndurchmesser von maximal $d = 600 \mu\text{m}$ verwendet. Der Vergleich mit Normalbeton zeigt, dass bei diesem der Durchmesser des Größtkorns um das 20- bis 53-fache und bei hochfestem Beton um das 13- bis 27-fache höher ist (Bild 2.2). Ebenso werden die unterschiedlichen Steifigkeiten von Zuschlag und Zementsteinmatrix aneinander angeglichen. Nimmt man das Verhältnis der E-Moduli der Zuschläge zur Zementsteinmatrix als Vergleichswert, so liegt dieser bei ultrahochfestem Beton in einem Bereich von 1,0 bis 1,4, bei Normalbeton hingegen bei ca. 3,0. Mit zunehmender Homogenität und abnehmendem Porenvolumen steigen dann sowohl die Tragfähigkeit als auch die Dauerhaftigkeit des Betons deutlich an [Schneider, Horvath, König und Dehn (2001)].



Bild 2.2: Vergleich der Zuschläge von Normalbeton, hochfestem Beton und ultrahochfestem Feinkornbeton [Schneider und Horvath (2000)]

Fig. 2.2: Comparison of the aggregates of normal, high-strength and ultra-high-performance concrete

Bei der Ermittlung eines optimalen Korngemisches spielt der Wassergehalt, der nur minimale Werte erreichen soll [Schneider, Horvath, König und Dehn, (2001)], eine sehr wichtige Rolle. Nach Richard und Cheyrezy (1995) liegt das minimale Verhältnis von Wasser zu Bindemittel bei einem Wert von 0,08. Nachdem das Korngemisch gewählt wurde, kann der optimale Wassergehalt bestimmt werden. Als Hauptparameter gilt die relative Dichte $k_{rel} = \rho_0 / \rho_s$, wobei ρ_0 die Festbetonrohndichte nach dem Ausschalen ist und ρ_s die Dichte des Korngemischs bei dichtester Packung. Die relative Dichte gibt also eine Aussage zur Qualität des Korngemisches, zum Wassergehalt sowie über die Misch- und Verdichtungswilligkeit des Betons [Schneider, Horvath, König und Dehn (2001)]. Der Zusammenhang zwischen relativer Dichte und dem Wasserbindemittelwert W/B ist in Bild 2.3 dargestellt.

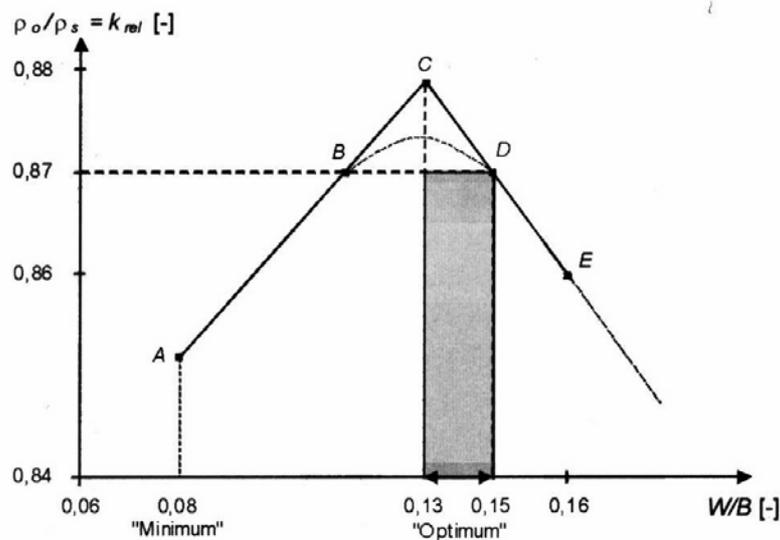


Bild 2.3: Relative Dichte k_{rel} in Abhängigkeit vom Wasser-Bindemittel-Wert [Schneider, Horvath, König und Dehn (2001)]

Fig. 2.3: Relative density k_{rel} dependent on the water-binder-ratio

Nach Richard und Cheyrezy (1995) liegt die optimale relative Dichte bei einem Wert von 0,87, und hierfür kann man in Bild 2.3 zwei verschiedene Wassergehalte entnehmen. Eine Probe entsprechend Punkt D zeigt bessere mechanische Eigenschaften als die bei Punkt B, weil eine Probe vom Typ D weniger eingeschlossene Luft, aber dafür mehr Wasser enthält als Probe B, das während der Hydratation teilweise in die feste Phase eingebaut wird. Somit liegt der optimale Wasserbindemittelwert im Bereich zwischen 0,13 und 0,15 [Schneider, Horvath, König und Dehn (2001)].

2.1.2.2 Zusammensetzung

2.1.2.2.1 Zement

Die besten Ergebnisse werden wie bei den hochfesten Betonen mit Zementen mit niederen C_3A -Gehalten erzielt, da aufgrund des möglichen Verzichts auf Gipszusätze zur Erstarrungsregelung ein deutlich geringerer Wasseranspruch besteht [Schneider, Horvath, König und Dehn (2001)].

Ein wichtiger Orientierungswert ist wie bei herkömmlichen Hochleistungsbetonen die spezifische Oberfläche. Als günstigste Zemente sind mit mehlfeinen Stoffen modifizierte Portland- oder Portlandhüttenzemente geeignet. Diese Zemente haben zwar den Nachteil, dass ihre Erstarrungsgeschwindigkeit sehr langsam ist, schnell erstarrende Zemente weisen aber einen höheren Wasseranspruch auf [König, Tue und Zink (2001)].

Loukili et al. (1996) ermittelten bei einem Beton im Alter von 28 Tagen einen Hydratationsgrad von 38 bis 48 %. Wobei die 38 % bei einem ultrahochfesten Beton mit einem Wasserbindemittelwert von 0,09 und die 48 % bei einem Wasserbindemittelwert von 0,13 gemessen wurden. Des weiteren ermittelten sie, dass das Maximum des Gehalts an Calciumhydroxid, das bei der Hydratation entsteht, bereits nach 2 Wochen erreicht ist (Bild 2.4). Danach fällt die Kurve nach und nach ab. Dies stellt sehr gut die beiden konkurrierenden Reaktionen dar: einerseits die Calciumhydroxid produzierende Hydratation des Zements, andererseits die Calciumhydroxid verzehrende puzzolanische Reaktion des Silikastaubs, welche erst startet, wenn die Hydratation schon fortgeschritten ist.

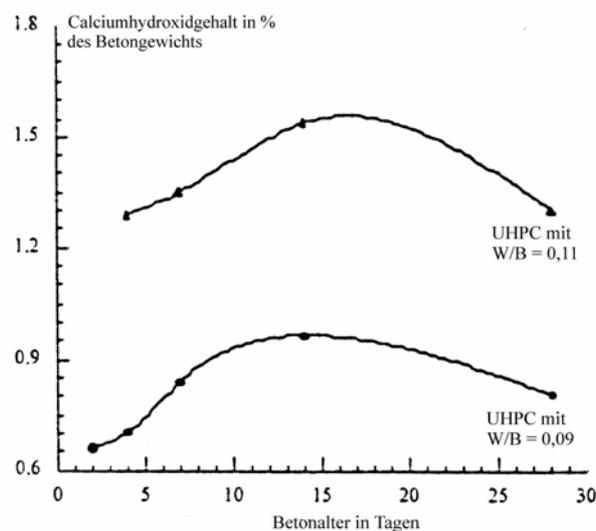


Bild 2.4: Entwicklung des Calciumhydroxidgehalts über die Zeit für zwei Wasser-Bindemittel-Werte [nach: Loukili, Roux, Arlot und Feylessoufi (1996)]

Fig. 2.4: Development of the calcium hydroxide content over time for two water-binder-ratios

2.1.2.2.2 Silikastaub

Silikastaub mit Durchmessern von 0,1 bis 0,5 μm führt bei ultrahochfesten Betonen zu folgenden Verbesserungen:

- Füllung der Poren zwischen der nächstgrößeren Korngrößenklasse (Zement)
- Verbesserung der rheologischen Eigenschaften aufgrund des Schmierungs effekts, der aus der nahezu runden Form der Hauptkörner resultiert
- Bildung von zusätzlichen CSH-Phasen durch puzzolanische Reaktion mit dem bei der Hydratation des Zements gebildeten Calciumhydroxid [König, Tue und Zink (2001)]

Unverdichtete Silikastäube sind zu bevorzugen, da Suspensionen durch ihren Wassergehalt den angestrebten Wasserbindemittelwert erhöhen würden. Ein typischer Silikastaubgehalt liegt bei ca. 25 M.-% (bezogen auf den Zementgehalt) [König, Tue und Zink (2001)].

Silikastaub bewirkt eine wesentliche Veränderung der Mikrostruktur in der Kontaktzone zwischen Zuschlag und Zementstein. Die Porosität dieser Zone, die bei Normalbeton beobachtet werden kann, wird durch Zugabe von Silikastaub auf das Niveau des Zementsteins reduziert. Dieses dichtere Gefüge wirkt einer Anhäufung von Calciumhydroxid und Ettringit in der Nähe der Zuschläge entgegen. Zusätzlich bewirkt die puzzolanische Reaktion (=Reaktion des Silikastaubs mit dem um die Zuschläge angelagerten Calciumhydroxid zu Calciumsilikathydrat), dass ein direkter Kontakt zwischen den Zuschlagkörnern und den sehr festen Calciumsilikathydraten entsteht. Dadurch bekommt die Matrix in der Kontaktzone in etwa die gleichen Eigenschaften wie der Zementstein.

In Bruchflächen erkennt man, dass der Verbund zwischen Matrix und Zuschlag wesentlich verbessert ist. Geht der Bruch bei einem Normalbeton noch um die Zuschlagkörner herum, geht dieser bei einem silikaangereichertem Beton mitten durch [Schneider und Horvath (2000)].

2.1.2.2.3 Zuschläge

Als Zuschläge werden Quarzmehl und Quarzsand verwendet. Quarzmehl ist bei wärmebehandelten ultrahochfesten Betonen aufgrund seiner Reaktivität ein notwendiger Bestandteil. Die maximale Reaktivität wird bei einem Korndurchmesser zwischen 5 und 25 μm erreicht. Der mittlere Korndurchmesser liegt bei 10 μm und damit in der Größenordnung des Zements. Grundvoraussetzung für eine Druckfestigkeitssteigerung ist, dass durch die Quarzmehlzugabe der Wasserbindemittelwert nur unwesentlich verändert wird [König, Tue und Zink (2001)]. König et al. (2001) beschreiben Versuche von Bornemann und Fehling mit Quarzmehl. Diese kamen zu dem Schluss, dass das Quarzmehl zu einer erheblichen Verringerung der Zementleimschichtdicken führt, so dass höhere Festigkeiten auftreten.

Die maximale Korngröße von Quarzsand liegt hier bei 600 μm (aus den o. g. Gründen) und die minimale bei 150 μm . Es wird vorzugsweise Natursand verwendet, da dessen Wasseranspruch geringer ist als der von Brechsand [König, Tue und Zink (2001)].

Durch die Feinheit des Zuschlags wird die sehr poröse und heterogene Kontaktzone zwischen Zementleim und Zuschlagkorn minimiert (s.a. Silikastaub). Da die Kontaktzone bei einem ultrahochfesten Beton nicht mehr so stark bzw. gar nicht ausgebildet wird, kommt es auch nicht zu einer übermäßigen Bildung der weichen Hydratationsprodukte wie Ettringit und Calciumhydroxid, wobei der geringe C_3A -Gehalt des Zementes und der niedere Wasserbindemittelwert die Elimination des Ettringits bewirken [Schneider und Horvath (2000)].

2.1.2.2.4 Wasser und Fließmittel

Um eine homogene und störungsfreie Matrix zu erzeugen, sind sehr kleine Wasserbindemittelwerte (0,13-0,15) erforderlich. Eine vollständige Hydratation des Zementes ist aber nur bei einem Wasserbindemittelwert von etwa 0,40 zu erreichen. Um also diese sehr kleinen Wasserbindemittelwerte zu erreichen, ist der Einsatz von Fließmitteln unverzichtbar. Dabei muss die Verträglichkeit von Fließmittel, Zuschlag und Bindemittel gewährleistet sein. Versuche mit einigen auf dem Markt verfügbaren Fließmitteln ergaben unterschiedliche Dosierungsmengen (1-4% bezogen auf das Zementgewicht). Die besten Ergebnisse zeigten laut König, Tue und Zink (2001) Polycarboxylether und Polyacrylate. Jedoch sind die Fließmittel stark abhängig vom verwendeten Zement, vom Feinstoffanteil, von der Temperatur und von der Mischintensität [Schneider und Horvath (2000)].

2.1.2.3 Stahlfasern

Das zentrische Zugtragverhalten von ultrahochfestem Beton ist lange Zeit, meist bis kurz vor der Bruchlast linear-elastisch und führt zu einer geringen Bruchenergie. Durch die Zugabe von Stahlfasern wird eine sehr hohe Bruchenergie erreicht (30.000 J/m²) [Bouygues (1998)]. Zusätzlich wird die Duktilität wesentlich verbessert. König et al. (2001) geben als wirtschaftliches Optimum einen Fasergehalt von 2 Vol.-% bzw. 157 kg/m³ an.

Während bei herkömmlichen Betonmischungen die Zugabe von Stahlfasern eine drastische Verschlechterung der Verarbeitbarkeit zur Folge hat, tritt bei ultrahochfestem Beton genau das Gegenteil auf. Schneider und Horvath (2000) erklären dies durch die unterschiedliche Relativgröße der Fasern im Vergleich zum Größtkorn des Zuschlags. Bonneau, Lachemi et al. (1997) verglichen dazu einen Stahlfaserbeton mit einem ultrahochfesten Beton. Bei herkömmlichem Stahlfaserbeton liegt die Faserlänge in der gleichen Größenordnung wie das Größtkorn und dies führt zu Störungen mit den Zuschlägen. Derartige Störungen können beim ultrahochfesten Beton nicht auftreten, da die Stahlfasern 20mal (12 mm) so lang sind wie der Größtkorndurchmesser (600 µm) (Bild 2.5). Das heißt im Vergleich: Stahlfasern zu einem ultrahochfesten Beton zuzugeben, bedeutet 400mm lange Stäbe in einen Normalbeton mit 20mm Größtkorn zu legen.

Nach König et al. (2001) sollte das Verhältnis zwischen der mittleren Faserlänge und dem Größtkorndurchmesser des Zuschlags mindestens 10 betragen.

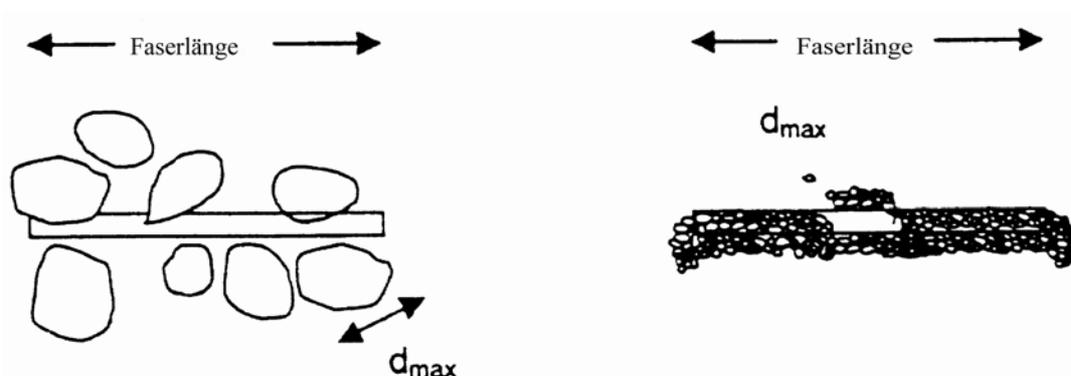


Bild 2.5: Einbindung einer Faser in Normalbeton (links) und in ultrahochfesten Faserfeinkornbeton (rechts) [Schneider und Horvath (2000)]

Fig. 2.5: Integration of a fibre in normal concrete (left) and in reactive powder concrete (right)

Schneider und Horvath (2000) ermittelten in Bezug auf Druck- und zentrische Zugspannungen keine großen Unterschiede zwischen kurzen ($l/d = 40$) und langen Fasern ($l/d = 60$). Längere Fasern zeigen aber ihre Vorteile in Bereichen, in denen ein höheres Umlagerungsvermögen bzw. Duktilität gefordert wird (z.B. Duktilität im Nachbruchverhalten bei Biegung).

König et al. (2001) berichten von Versuchen von Richard et al., bei denen die besten Ergebnisse mit Faserlängen von 8 bis 16 mm (bei einem Durchmesser von 0,1 bis 0,2 mm) erreicht wurden. Auch beschreiben sie Versuche von Bornemann et al., bei denen man herausfand, dass Fasern mit einer Länge von 6 mm und einem Durchmesser von 0,1 mm sich sehr gut mit der Matrix mischen lassen und hohe Biegezugfestigkeiten bewirken. Diese können auf zwei Effekte zurückgeführt werden. Zum Einen sorgt die feine und homogene Verteilung der Fasern für eine Behinderung der Rissöffnung und Rissausbreitung. Zum Anderen ermöglicht der hohe Haftverbund von Faser und Beton, dass die Fasern die Beanspruchung aufnehmen.

Schneider und Horvath (2000) haben die Zugabe von Kunststofffasern untersucht. Dies hat sich positiv auf das Bruch- und Nachbruchverhalten ausgewirkt, denn die Kunststofffasern verursachen bei hohen Beanspruchungen ein frühzeitiges Mikrorisswachstum. Die Rissbildung sorgt dafür, dass die Stahlfasern, die zur Ausbildung ihrer Tragfähigkeit eine gewisse Rissbreitenöffnung benötigen, ihre „vernähende“ Wirkung zum Zeitpunkt des Bruches vollständig entwickelt haben.

Tabelle 2.1 zeigt beispielhaft eine typische Zusammensetzung zweier ultrahochfester Betone mit unterschiedlicher Endfestigkeit. In Bild 2.6 sind die Mischungsbestandteile dargestellt. Aus beidem geht der relativ hohe Anteil an Stahlfasern hervor.

Tabelle 2.1: Typische Zusammensetzung eines UHPC 200 und eines UHPC 800 [Schneider, Horvath (2000)]

Table 2.1: Typical ingredients of a UHPC 200 and a UHPC 800

	UHPC 200	UHPC 800	
Bestandteile	200 MPa	800 MPa	
Portlandzement Typ V	955	1000	kg/m ³
Sand (150-400µm)	1051	500	kg/m ³
Quarzmehl (4 µm)	-	390	kg/m ³
Silikastaub (18m ² /g)	229	230	kg/m ³
Sedimentiertes Silika (35m ² /g)	10	-	kg/m ³
Fließmittel (Polyacrylate)	13	18	kg/m ³
Stahlfasern	191	630	kg/m ³
Wasser	153	180	l/m ³



Bild 2.6: Mischungsbestandteile eines faserbewehrten ultrahochfesten Feinkornbetons
[Schneider, Horvath, König und Dehn (2001)]

Fig. 2.6: Ingredients of a fibre-reinforced reactive powder concrete

2.1.2.4 Mischen und Verdichten

Aufgrund der geforderten Homogenität, des geringen Wasserbindemittelwertes und den häufig hohen Stahlfasergehalten werden an die Mischtechnologie sehr hohe Anforderungen gestellt. Gute Ergebnisse können mit einem Intensivmischer erreicht werden. Um den Lufteintrag in den Beton zu vermeiden, werden Vakuummischer empfohlen. Es gibt verschiedene Vorschläge nach welchem Verfahren gemischt wird. Bonneau, Poulin et al. (1996) mischten zunächst alle trockenen Bestandteile außer den Stahlfasern, gaben dann das gesamte Wasser und die Hälfte des Fließmittels hinzu und mischten weiter. Schließlich wurden dann die Stahlfasern und das restliche Fließmittel hinzugegeben. König et al. (2001) mischten zunächst nur den Silikastaub mit Wasser und einem Teil des Fließmittels. Erst in einem zweiten Schritt wurde dann der Zuschlag und in einem dritten das restliche Fließmittel zugegeben. Die Mischzeiten sind abhängig vom gewählten Verfahren und liegen deutlich höher als bei Normal- und Hochleistungsbeton [Schneider, Horvath, König und Dehn (2001)].

Bei der Verdichtung von ultrahochfestem Beton muss auch bei langanhaltendem intensivem Rütteln kein Ausschleiden der Zuschläge befürchtet werden. Selbst bei einer Rüttelzeit von 30 Sekunden konnte nach dem Zersägen einer Probe keine Entmischung beobachtet werden, insbesondere nicht der Fasern. Ursache hierfür ist die „Klebrigkeit“ des frischen ultrahochfesten Betons, die auf den Silikastaubgehalt zurückzuführen ist [König, Tue und Zink (2001)]. Oftmals wird ultrahochfester Faserfeinkornbeton ohnehin als selbstverdichtender Beton hergestellt, sodass ein mechanisches Verdichten mittels Rüttelflaschen, o.ä. nicht notwendig ist.

2.1.2.5 Nachbehandlung

2.1.2.5.1 Nachbehandlung unter Druck

Bei der Nachbehandlung des Frischbetons durch Druck wird die Dichte vergrößert. Bei einem Druck von 500 bar (50 N/mm²) über 30 min wurden bei einer Probe bis zu 25 % des beim Mischen zugesetzten überschüssigen Wassers wieder ausgepresst. Eingeschlossene Luftblä-

schon werden ebenso reduziert. Außerdem kann ein Teil der Porosität infolge autogenen Schwindens verringert werden [Richard und Cheyrezy (1995)].

2.1.2.5.2 Nachbehandlung durch Wärme

Es wird unterschieden zwischen feuchter und trockener Wärmebehandlung. Sie erfolgt nach dem Erstarren des Betons durch Erwärmen bei normalem oder erhöhtem Druck.

Gängig sind Temperaturbehandlungen bei 90 bis 160°C über einen Zeitraum von maximal sieben Tagen. Es kommen aber auch weit höhere Temperaturen zum Einsatz.

Bei Temperaturen über 90°C wird die puzzolanische Reaktion des Silikastaubs beschleunigt. Außerdem wird die Mikrostruktur der bei diesen Temperaturen entstehenden Hydratphasen modifiziert.

Je höher die Temperatur, umso höher ist der Anteil des im Beton gebundenen Wassers. Nach einer Wärmebehandlung bei 400°C konnte kein freies Wasser mehr in den Proben gefunden werden. Dies ist auch ein Zeichen für die Dauerhaftigkeit des ultrahochfesten Betons, da aggressive Medien durch das freie Wasser in den Beton transportiert werden.

Wichtig ist, dass langsam aufgeheizt und abgekühlt wird, damit die Verbesserung der Mikrostruktur nicht durch thermisch bedingte Mikrorisse wieder aufgehoben wird.

„Eine Behandlung bei hohen Temperaturen zwischen 250 und 400°C führt zur Bildung von kristallinen Hydraten (Xonolite) begleitet von einer starken Dehydratisierung der Calciumsilikathydrat-Phasen der erhärtenden Zementmatrix. Durch das starke Erhitzen in den abgeschlossenen Poren sind die hygrothermalen Bedingungen zur Bildung derartiger kristalliner Phasen vorhanden. Das heißt, aufgrund der hohen Diffusionsdichte von [ultrahochfestem Beton] tritt eine Art Selbstautoklavierungseffekt ein. Eine solche Behandlung ist nur bei stahlfaserbewehrtem [ultrahochfestem Beton] möglich“ [König, Tue und Zink (2001)]. König et al. (2001) berichten von Versuchen von Dugat et al., die herausfanden, dass durch diese Temperaturbehandlung die Mikrostruktur des ultrahochfesten Betons durch Austreiben von freiem und Teilen des gebundenen Wassers verändert wird. Bild 2.7 zeigt die Wasserabgabe während der Temperaturerhöhung. Der Anstieg zwischen 200 und 250°C ist auf die Bildung der kristallinen Xonolite zurückzuführen [König, Tue und Zink (2001)].

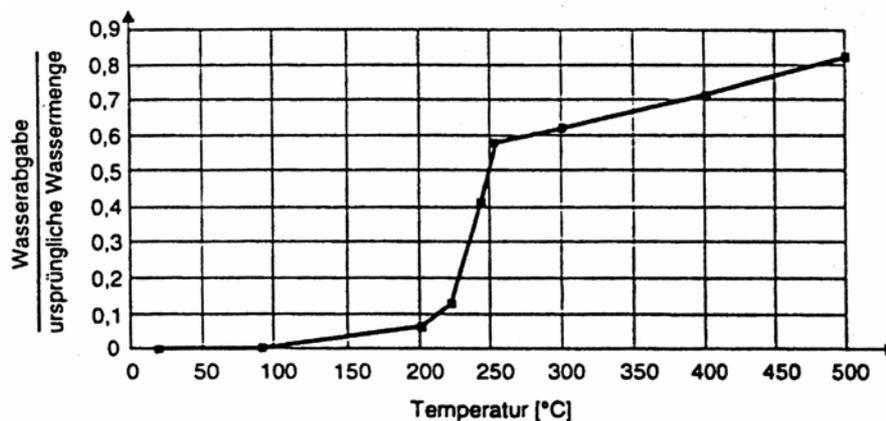


Bild 2.7: Wasserabgabe eines ultrahochfesten Betons bei der Wärmebehandlung in Abhängigkeit von der Temperatur [König, Tue und Zink (2001)]

Fig. 2.7: Water loss of an ultra-high-performance concrete during heat treatment dependent on the temperature

2.2 Ductal®

Ductal® ist einer der ersten ultrahochfesten Faserfeinkornbetone, die bis zur Marktreife entwickelt wurden. Anfänglich wurde dieses Produkt von der Firma Bouygues, Challenger, Paris alleine unter dem Namen BPR (Béton de Poudres Réactives) angeboten. Heute wird das nur leicht modifizierte Produkt von den Firmen Bouygues, Lafarge und Rhodia gemeinsam vermarktet. Es gibt verschiedene, jeweils leicht modifizierte Spezifikationen, je nach gewünschtem Einsatzgebiet. Insbesondere im Bereich der Fasern muss zwischen Kunststofffasern (primär für ästhetische Anforderungen und günstigeres Brandverhalten) und Stahlfasern (primär statische Anforderungen) unterschieden werden. Ein häufig angewandtes Mischungsverhältnis mit 2 Vol-% Stahlfasern ist in Bild 2.8 angegeben. Diese Mischung wurde u.a. für die Footbridge of Peace in Seoul eingesetzt [Behloul, Causse und Etienne (2002)]. Durch diese Zusammensetzung werden ein sehr dichtes Materialgefüge und eine äußerst geringe Porosität erreicht, wie Bild 2.9 verdeutlicht.

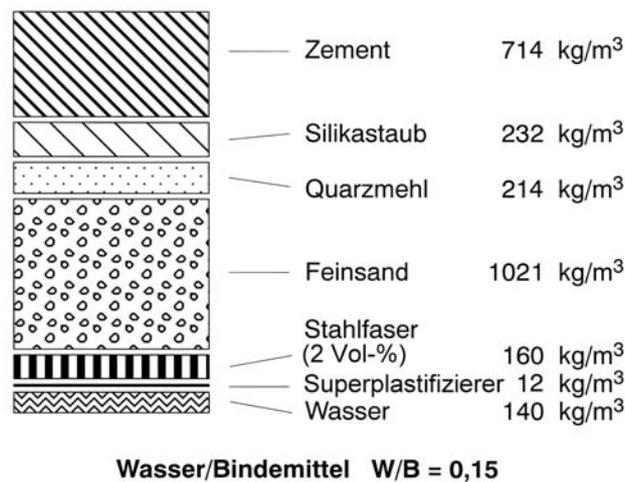


Bild 2.8: Zusammensetzung von Ductal® mit 2 Vol-% Stahlfasern
 Fig. 2.8 Ductal® composition with 2 Vol-% steel fibres

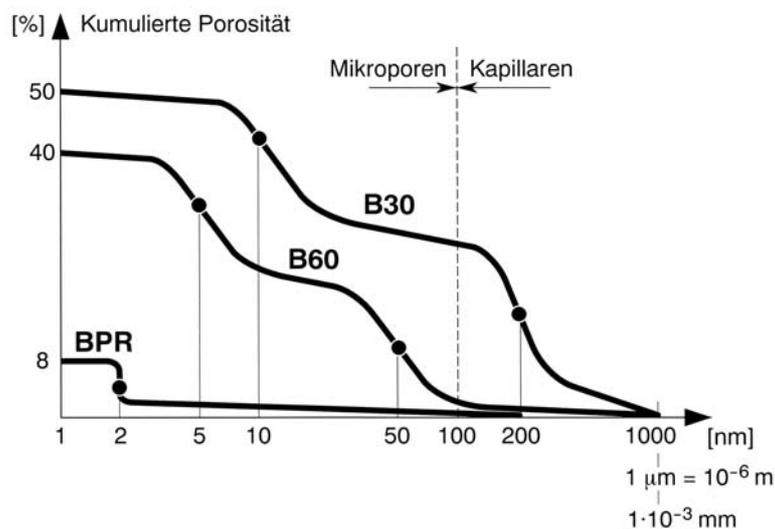


Bild 2.9: Porosität von BPR bzw. Ductal® im Vergleich zu Normalbeton
 Fig. 2.9: Porosity of BPR resp. Ductal® compared to normal concrete

Die Stahl- bzw. Kunststofffasern werden zugegeben, um eine stabile und zuverlässige Zugfestigkeit und ein duktileres Verhalten unter Druckbeanspruchungen zu erhalten. Behloul, Causse und Etienne (2002) geben für eine Ductal[®]-Mischung mit einer Zugfestigkeit von 10 MPa an, dass die Zugspannung nach der Rissbildung bis zu einer Rissöffnung von etwa 0,3 mm konstant bleibt, danach nimmt die Festigkeit allmählich ab. Für eine Rissbreite von 2 mm beträgt sie immer noch 4 MPa und tendiert erst für Rissbreiten von etwa 5 mm gegen null. Solche Rissbreiten sind für einen Wärmespeicher ohnehin nicht zulässig.

2.3 Eigenschaften von Ductal[®] bzw. BPR

2.3.1 Physikalische Eigenschaften und Festigkeiten

BPR bzw. Ductal[®] ist kein einzelnes Produkt, sondern eine Gruppe von ultrahochfesten Faserfeinkornbetonen, die auf einer ähnlichen Grundzusammensetzung basieren. Je nach Einsatzgebiet sind Spezifikationen möglich. Deshalb gibt es (geringfügige) Unterschiede in den Materialeigenschaften unterschiedlicher Spezifikationen z.B. in Abhängigkeit von dem Fasergehalt und der Faserart bzw. dem Fasermaterial (Stahl oder Kunststoff). Ebenso hat eine Wärmebehandlung und / oder Druckbeaufschlagung oder das Anstreben einer gewissen Feuerwiderstandsdauer Einfluss auf die Festigkeiten.

Im folgenden Abschnitt 3 werden eigene Ergebnisse von Versuchen angegeben, bei denen die Prüfkörper selbst aus Premix ohne Wärme- oder Druckbehandlung an der FMPA Baden-Württemberg hergestellt wurden. Bouygues und Lafarge geben für Ductal[®] folgende Größenordnungen für die wichtigsten Festigkeiten und physikalischen Kennwerte an [Bouygues (1998); Bouygues, Lafarge, Rhodia (2000); Lafarge (2001); Chanvillard und Rigaud (2003)]:

- Druckfestigkeit: 140 – 260 MPa
- Zentrische Zugfestigkeit: 7 – 15 MPa
- Biegezugfestigkeit: 25 – 60 MPa (Kleinprismen)
- E – Modul: 50 – 60 GPa
- Bruchenergie: 30.000 J/m²
- Elastische Bruchenergie: 30 J/m²
- Ausbreitmaß Abrams Konus: 500 – 700 mm
- ASTM Rütteltisch: 250 mm
- Dichte: 2,4 – 2,6 g/cm³
- Kapillarporosität (> 10 µm): < 1 %
- Gesamtporosität: 2 – 6 %
- Schwinden nach Wärmebehandlung: < 10⁻⁵ mm/m
- Kriechkoeffizient nach Wärmebehandlung: 0,2 – 0,5

2.3.2 Dichtigkeit und Dauerhaftigkeit

2.3.2.1 Produktkennwerte von Ductal®

Die wichtigsten Kennwerte weisen laut Lafarge (2001) die folgenden Größenordnungen auf:

- Diffusion Chloridionen (Cl⁻): $0,02 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$
- Karbonatisierungstiefe: $< 0,5 \text{ mm}$
- Festigkeit nach 300 Frost-Tau-Zyklen: 100 %
- Masseverlust nach 300 Frost-Tau-Zyklen: $< 10 \text{ g/m}^2$
- Verschleißwiderstand (nass): 1,2

2.3.2.2 Untersuchungen am IWB der Universität Stuttgart (Reinhardt, Jooß)

2.3.2.2.1 Allgemeines

Am Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart wurden zahlreiche Untersuchungen zur Dichtigkeit und Dauerhaftigkeit durchgeführt. Dabei wurden neben den ultrahochfesten Feinkornbetonen BPR, Ductal® und FHB (selbstentworfener Feinkornhochleistungsbeton) auch noch ein Referenzbeton B 35 (WU-Beton), ein hochfester Beton und selbstverdichtende Betone untersucht. Die Ergebnisse im einzelnen finden sich im Abschlussbericht zum Teilprojekt I von Prof. Dr.-Ing. H.-W. Reinhardt und Dr.-Ing. M. Jooß im Anschluss an diesen Teilbericht.

Ein Großteil der Untersuchungen wurde noch an dem Ductal®-Vorgängerprodukt BPR durchgeführt. Wie aber stichprobenartig kontrolliert wurde und es aufgrund der nur sehr geringen Produktabänderungen zu erwarten ist, weist BPR wohl ein ähnliches Materialverhalten zu Ductal® auf.

2.3.2.2.2 Ziele der Untersuchungen

Die Zielsetzung des Forschungsvorhabens (Teil I und II) war es insgesamt, den Nachweis zu erbringen, dass Betonbehälter ohne Innenauskleidung mit Edelstahl alle Anforderungen an Wärmespeicher erfüllen. Damit sollten die Baukosten für unterirdische Heißwasser-Wärmespeicher gesenkt werden können. Um diese Zielsetzung zu verwirklichen, war es nötig, die noch fehlenden Parameter: Permeabilität, Diffusion und kapillares Saugen und Auslaugung für die in Frage kommenden Betone bei den entsprechenden Temperaturen zu bestimmen.

Zunächst wurden Eignungsversuche mit neuen Betonrezepturen (Feinkornhochleistungsbeton und selbstverdichtenden Betonen unterschiedlicher Festigkeitsklasse) durchgeführt und praktische Erfahrung mit der Verarbeitbarkeit gesammelt.

Des weiteren sollte die Dichtigkeit gerissener Stahlbetonproben untersucht werden. Beim Dichtigkeitsnachweis des Hochleistungsbeton-Wärmespeichers muss davon ausgegangen werden, dass der Beton durch die hohen Temperaturgradienten örtlich reißen kann. Die Rissbreiten werden durch die Bewehrung beschränkt. Bei den geplanten Versuchen wurden deshalb bewehrte Betonprismen einer so hohen Zugbeanspruchung unterworfen, dass die Bewehrung plastisch verformt wird und die Risse auch nach der Entlastung noch geöffnet bleiben. Die Rissbreite wurde auf 0,05, 0,10 und 0,15 mm eingestellt. Diese Prismen wurden anschließend auf Permeabilität und Diffusion untersucht.

Ein weiterer wichtiger Aspekt ist der möglichst wartungsarme Betrieb der Wärmespeicher, der wiederum voraussetzt, dass die Auslaugung des eingesetzten Betons bestimmte Maxi-

malwerte nicht überschreitet. Hierzu wurden verschiedene Versuchsreihen durchgeführt, mit denen das Auslaugungsverhalten der in Frage kommenden Betone unter Temperatureinfluss und unterschiedlichen Umgebungsbedingungen untersucht und die jeweiligen Auslaugungsraten miteinander verglichen wurden.

2.3.2.2.3 Frischbetoneigenschaften und Verarbeitbarkeit der untersuchten Betone

Der hochfeste Beton wurde in Zusammenarbeit mit der Firma E. Schwenk Zementwerke KG hergestellt. Dabei zeigte sich, dass sowohl die Labormischungen, als auch die Mischungen aus Frischbetonwerken eine gleichbleibend hohe Qualität aufwiesen. Das Ausbreitmaß war auch hier über die erste Stunde nahezu konstant. Der Beton ließ sich problemlos einbauen und verdichten. Der Gehalt an Luftporen im Frischbeton lag mit durchschnittlich 1,2 % sehr niedrig. Aufgrund des bei hochfesten Betonen üblichen hohen Zementgehaltes wurde zusätzlich die Hydratationswärmeentwicklung aufgezeichnet. Die daraus gewonnenen Ergebnisse zeigten jedoch, dass mit einer Mikrorissbildung aufgrund zu hoher Hydratationswärme nicht zu rechnen ist.

Bei BPR konnte aufgrund der Andersartigkeit hinsichtlich der Verarbeitung keines der üblichen Verfahren zur Bestimmung der Frischbetoneigenschaften angewandt werden. Beim Fließen in die Schalung wurde zudem ein Magma ähnliches Verhalten festgestellt. Obwohl sich an der Oberfläche bereits eine matte, feste Haut gebildet hatte, floss der BPR unter der Oberfläche weiter. Die ab Mitte 1999 hergestellten, selbstentworfenen FHB-Mischungen zeigten hinsichtlich der Verarbeitbarkeit deutliche Verbesserungen. Bei der als optimal eingestuftem Mischung (Misch. Nr. 21) konnte eine hervorragende Fließfähigkeit bei gleichzeitig geringer Durchlässigkeit und guten Festigkeitsergebnissen erzielt werden.

Die in dieser Arbeit betrachteten Mischungen aus selbstverdichtendem Beton (SVB) ließen sich problemlos verarbeiten. Die hohe Fließfähigkeit, verbunden mit der Selbstverdichtung gestaltete den Betonierprozess wesentlich einfacher und schneller. Die geschalteten Flächen zeigten eine einwandfreie Oberfläche ohne Lunker oder Kiesnester. Bei SVB zeigte sich jedoch eine große Empfindlichkeit der Mischungen gegenüber kleinsten Wassergehaltsschwankungen. Auch die Dosierung des Stabilisierers benötigt viel Erfahrung. Die bei der ersten Probemischung noch auftretende Neigung zum Entmischen konnte durch Einsatz eines Unterwasser-Compounds als Stabilisierer wesentlich verbessert werden.

2.3.2.2.4 Permeabilität an ungerissenen Proben

BPR und Ductal[®] liegen mit den ermittelten Ergebnissen (Durchlässigkeitsbeiwert $4,5 \times 10^{-15}$ m/s nach 48 Stunden bei 20°C) weit unter dem hochfesten und noch weiter unter dem Nullbeton. Aufgrund des außergewöhnlich geringen w/z-Wertes ($< 0,20$) besitzen BPR und Ductal[®] noch jede Menge unhydratisierten Zement, der bei Wasserzutritt nachhydratisieren und somit die Poren verengen kann. Des weiteren weisen sie ein so dichtes Gefüge auf, dass der Zutritt von Wasser bereits deutlich reduziert wird. Ein ähnliches Verhalten zeigt sich auch bei FHB.

SVB-1 liegt bei den ermittelten Durchlässigkeitsbeiwerten von ca. $5,11 \times 10^{-13}$ m/s nach 1 Stunde deutlich (ca. 39 %) unter dem Referenzbeton ($\sim 7,11 \times 10^{-13}$ m/s). Dies könnte an der bei SVB optimalen Verdichtung liegen. Durch das Entlüften während des Fließens werden spätere Verdichtungsfehler vermieden und gewährleisten so ein günstiges, dichtes Gefüge.

Generell lässt sich für alle Betone eine Zunahme der Permeabilität mit der Temperatur erkennen, sie fällt jedoch von Beton zu Beton unterschiedlich aus.

2.3.2.2.5 Diffusion an ungerissenen Proben

Die Diffusionsdiagramme zeigen wiederum den eindeutigen Abstand des BPR zu den anderen Betonen wie beispielhaft in Bild 2.10 gezeigt. Der Grund hierfür dürfte wie bei der Permeabilität in dem sehr dichten Gefüge des BPR liegen sowie an dem im Inneren der BPR-Proben noch reichlich vorhandenen, unhydratisierten Zement, der bei Dampfdruck nachhydratisieren und somit den vorhandenen Porenraum durch Kristallwachstum reduzieren kann. Ähnliches gilt für FHB und Ductal[®]. Angemerkt sei jedoch auch hier, dass sowohl die Proben aus BPR als auch die Proben aus Ductal[®] womöglich temperaturbehandelt waren. FHB-Proben wiesen diese Wärmebehandlung nicht auf.

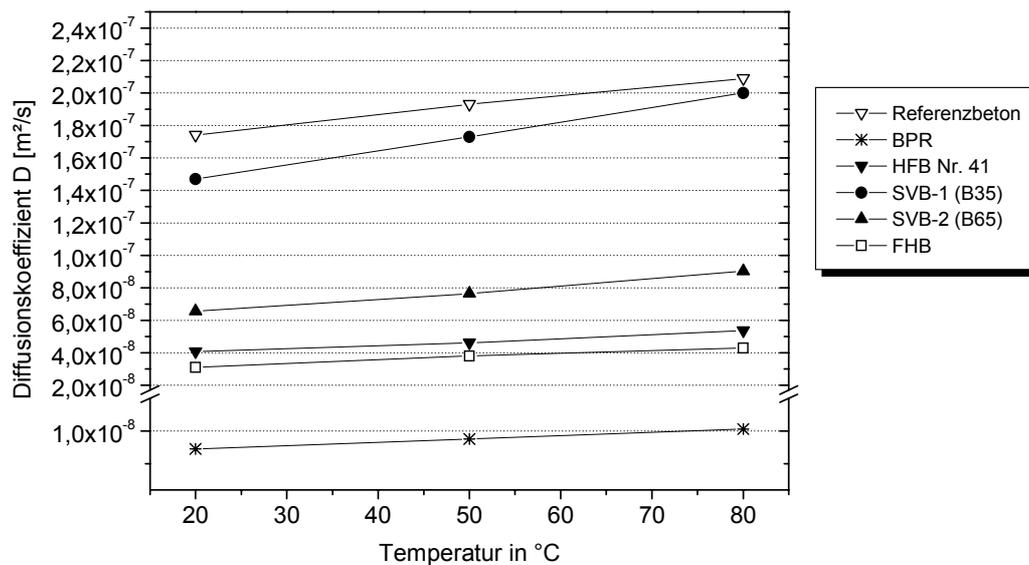


Bild 2.10: Diffusionskoeffizient in Abhängigkeit der Temperatur (Trockenbereichsverfahren)

Fig. 2.10: Diffusion coefficient dependent on the temperature

Die hochfesten Betone liegen bei den Diffusionsversuchen, sowohl im Trocken- als auch im Feuchtbereichsverfahren, mit ihrem Diffusionskoeffizienten deutlich unter dem Referenzbeton.

Die selbstverdichtenden Betone zeigen ein Diffusionsverhalten, das mit dem herkömmlicher Rüttelbetone derselben Festigkeitsklasse vergleichbar ist. Der Diffusionskoeffizient von SVB-1 (B 35) liegt dabei sowohl im Trocken- als auch im Feuchtbereichsverfahren leicht unter dem Referenzbeton, was an der fehlerfreien Verdichtung durch das Selbstentlüften liegen dürfte. Auch bei SVB-2 (B 65) gibt es keine Anhaltspunkte, dass SVB ein gänzlich anderes Diffusionsverhalten aufweist, als herkömmlicher, ordnungsgemäß verdichteter Normalbetonen.

Aus dem Diagramm 2.10 lässt sich die Temperaturabhängigkeit des Diffusionskoeffizienten im Trockenbereichsverfahren, welche ähnlich der im Feuchtbereichsverfahren ist, gut erkennen. Vergleicht man den Verlauf der in dieser Arbeit ermittelten Ergebnisse mit der DIN 52615, so stellt man fest, dass auch hier für die Temperaturabhängigkeit ein derartiger Verlauf für den Diffusionskoeffizienten von Wasserdampf in Luft angenommen wird.

2.3.2.2.6 Kapillare Wasseraufnahme

Die Ergebnisse der kapillaren Wasseraufnahme liegen bei den hochfesten, den selbstverdichtenden Betonen und beim Nullbeton im Rahmen des Erwarteten. Die bei 20°C ermittelten Wasseraufnahmekoeffizienten von BPR und Ductal[®] ($0,03 \text{ kg/m}^2\text{h}^{1/2}$) stimmen dabei mit denen in der Literatur überein und liegen bei nur 10% des Wertes für hochfesten Beton. Die Werte für FHB übersteigen die Vergleichswerte für BPR und Ductal[®] stark, was unter Umständen an einer fehlenden Temperaturbehandlung liegen kann.

SVB-1 entspricht in seinem kapillaren Wasseraufnahmeverhalten nahezu dem Referenzbeton, was wiederum die Tendenz bestätigt, dass sich die Festbetoneigenschaften von selbstverdichtendem Beton ungefähr mit denen herkömmlicher Rüttelbetone gleicher Festigkeitsklasse decken. Auch SVB-2 liegt als Vertreter von hochfestem, selbstverdichtendem Beton in dem von üblichen hochfesten Betonen belegten Bereich.

Da die Temperatur in großem Maße die Größe der Grenzflächenspannung und der Viskosität des Wassers beeinflusst (beide Werte nehmen mit zunehmender Temperatur ab), ist ein Anstieg des Wasseraufnahmekoeffizienten mit der Temperatur zu erwarten. Dies konnte beim Referenzbeton, beim hochfesten Beton, beim selbstverdichtenden Beton und beim FHB beobachtet werden. BPR und Ductal[®] hingegen zeigen keine offensichtliche Abhängigkeit des Wasseraufnahmekoeffizienten von der Temperatur.

2.3.2.2.7 Versuche an gerissenen Proben

Diese Versuche wurden nur an FHB, hochfestem und selbstverdichtendem Beton durchgeführt, nicht an BPR oder Ductal[®]. Generell kann aber gesagt werden, dass das eingesetzte Material (wenn man von der Selbstheilung des Betons absieht) nur geringen Einfluss auf die Transportvorgänge im Riss hat. Bei den Diffusionsversuchen an gerissenen Proben wurde festgestellt, dass der Diffusionsstrom primär von der Rissbreite abhängt und nur unwesentlich vom verwendeten Material, was eigentlich nur die Diffusion in den angrenzenden ungerissenen Bereichen beeinflusst.

Es muss aber auch bedacht werden, dass Ductal[®] bzw. BPR ohne schlaffe Bewehrung eingesetzt werden soll. Da sollten im Grunde nur Biegerisse über einen Teil der Querschnittshöhe (wenn überhaupt) zugelassen werden und keine kompletten Trennrisse. Diese könnten somit höchstens in bewehrten Fugen auftreten.

2.3.2.2.8 Auslaugung

Generell sind die Auslaugungsraten stark zeitabhängig. Mit fortschreitender Zeit wird zunehmend weniger Calcium und Magnesium ausgelaugt. Zum besseren Vergleich wurden noch die Auslaugungsraten eines herkömmlichen Normalbetons (B 35) herangezogen. Der Referenzbeton besteht aus 288 kg/m^3 CEM III/A 32,5 R, 1969 kg/m^3 Zuschlag AB 16, 182 kg/m^3 Wasser und besaß eine Druckfestigkeit im Alter von 28 Tagen von $43,0 \text{ N/mm}^2$.

Es lassen sich aus den gemachten Untersuchungen und den Vergleichen mit dem Referenzbeton eindeutige Ergebnisse ableiten. Der an der FMFA untersuchte hochfeste Beton (HFB Nr. 41) wird deutlich weniger ausgelaugt als der zu Vergleichszwecken herangezogene Normalbeton. Die zeitabhängige Freisetzungsrates weist für Ca eine Steigung von ca. - 0,4 und für Magnesium von ca. - 0,5 auf. Der Hauptauslaugungsmechanismus dürfte daher die Diffusion sein. Aufgrund des bei den Versuchen durchgeführten Eluentenwechsels ist bei normaler Betriebsweise des Wärmespeichers (kein Wasserwechsel) mit einer deutlich geringeren anfänglichen Auslaugungsrate zu rechnen. Auf längere Sicht gesehen wird der hochfeste Beton, im

Vergleich zu Normalbeton, deutlich weniger ausgelaugt, da der Auslaugungsvorgang mit fortschreitender Zeit tiefere Schichten des Betons mit noch vorhandenem Calciumhydroxid ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) erreichen muss und dieser Diffusionsvorgang bei hochfestem Beton, aufgrund des geringeren Diffusionskoeffizienten wesentlich langsamer abläuft als bei Normalbeton.

BPR weist im Vergleich zum hochfesten Beton ein gänzlich anderes Auslaugungsverhalten auf. Die Auslaugung von Magnesium erreicht unter der Stickstoffatmosphäre den ca. 3-fachen Wert des Normalbetons und liegt bei Luftzutritt annähernd gleichauf mit dem Normalbeton. Die ausgelaugte Menge an Calcium bei Luftzutritt liegt dagegen über der bei Stickstoffatmosphäre. Insgesamt liegen die ausgelaugten Mengen an Ca und Mg deutlich über denen von Normalbeton und von HFB Nr. 41. Trägt man die Freisetzungsrates im doppelt logarithmischen Maßstab über die Zeit auf, so erkennt man, dass die Steigung nun ungefähr -1 beträgt, d. h. es liegt ein sogenannter "wash-out"-Effekt (Anfangsauswaschung) vor.

2.4 Einsatz von ultrahochfesten Faserfeinkornbetonen (Ductal[®]) für Wärmespeicher

Die physikalischen und mechanischen Eigenschaften wie die Festigkeiten, insbesondere die vergleichsweise hohen Zugfestigkeiten ermöglichen es, einen Wärmespeicher weitestgehend ohne zusätzliche Bewehrung ausführen zu können.

Die Ergebnisse der verschiedenen Untersuchungen bezüglich der Transporteigenschaften von Wasser- bzw. Wasserdampf in Beton unter erhöhter Temperatur zeigen, dass es möglich ist, Wärmespeicher ohne Innenliner aus Edelstahl zu konstruieren, die trotzdem den hohen Anforderungen an die Dichtheit genügen. BPR bzw. Ductal[®] und Feinkornhochleistungsbeton (FHB) eröffnen aufgrund ihrer überdurchschnittlichen Festigkeiten und ihrer sehr geringen Durchlässigkeiten neue planerische Möglichkeiten. Wandstärken von weniger als 50 mm sind mit BPR, Ductal[®] und FHB genauso denkbar, wie die Konstruktion von Sandwichelementen. Die ultrahochfesten Faserfeinkornbetone benötigen aufgrund ihrer selbstverdichtenden Eigenschaften keine Verdichtungsenergie und sind deshalb prädestiniert für den Einsatz bei filigranen Bauteilen. Durch den Einsatz von Fasern kann insbesondere die Zugfestigkeit noch deutlich gesteigert werden. Eine weitere besondere Anwendung ergibt sich für UHFB beim Fertigteilbau. So sind Wärmespeicher denkbar, die aus vorgefertigten Elementen errichtet werden und deren Fugen mit einem Vergussmörtel aus BPR, Ductal[®] bzw. FHB geschlossen werden. Die Vorfertigung der einzelnen Elemente ermöglicht die Druck- und Temperaturbehandlung im Werk und somit nochmals eine Steigerung der Festigkeiten bzw. eine Reduktion der Durchlässigkeiten. UHFB erfordert jedoch noch viel Erfahrung in der Herstellung und Verarbeitung und ist zur Zeit noch nicht als "gängiger" Werkstoff anzusehen. Das Entwicklungspotenzial ist jedoch als hoch einzustufen.

Selbstverdichtender Beton ist aufgrund der einfachen Verarbeitbarkeit und der durchweg guten Ergebnisse bei den Festigkeits- bzw. Dichtheitsuntersuchungen eine weitere Betonsorte, die für den Bau von Wärmespeichern in Frage kommt. Mit selbstverdichtendem Beton sind die heute noch häufig anzutreffenden Verdichtungsfehler nahezu auszuschließen. Daneben ist die Fertigung von hohen Wandabschnitten in nur einem Betoniervorgang möglich. Typische Schwachstellen wie z. B. Arbeitsfugen ließen sich so erheblich reduzieren. Beide untersuchten Mischungen aus selbstverdichtendem Beton (SVB 1 und SVB 2) erreichten bei den Dichtheitsuntersuchungen im Vergleich zu herkömmlichen Betonen gleicher Festigkeitsklasse leicht bessere Werte. Zur Herstellung von selbstverdichtendem Beton ist jedoch ähnlich dem UHFB entsprechende Erfahrung unerlässlich. Auch zeigten sich die SVB-Mischungen hinsichtlich kleiner Schwankungen bei den Zugabemengen von Wasser und Stabilisierer deutlich empfindlicher als herkömmlicher Normalbeton.

Die Ergebnisse der am IWB durchgeführten Versuche lassen bezüglich der Temperaturabhängigkeit der Transport-, Auslaugungs- und Selbstheilungsprozesse in Beton eindeutige Schlüsse zu. Bei allen Transportprozessen (Permeabilität, Diffusion und kapillares Saugen) hat sich mit Zunahme der Temperatur auch eine Zunahme der Transportgeschwindigkeit eingestellt. Die Intensität der Zunahme im Temperaturbereich zwischen 20 und 80 °C ist stark von den jeweils geprüften Betonsorten abhängig und reicht bei der Permeabilität von ca. 15 bis 80 %. Um möglichst gering permeable bzw. gering diffusive Betone herzustellen, müssen daher bereits beim Entwurf der Mischungen die späteren Anforderungen optimal berücksichtigt werden. Günstig ausgewirkt haben sich Zusatzstoffe wie Microsilica, Flugasche oder Kalksteinmehl. Wie sich in den Versuchen gezeigt hat, ist neben der Mischungszusammensetzung bezüglich der einzelnen Komponenten und der Verträglichkeit der Komponenten untereinander, besonders auf die problemlose Verarbeitbarkeit der Betone zu achten.

Da die Durchlässigkeit von Beton unmittelbar vom Gefügebau abhängt, muss nach dem Einbringen des Betons auf eine sofortige und optimale Nachbehandlung geachtet werden. Gerade dieser Punkt wird jedoch in der Baupraxis oft vernachlässigt, was zu Schwindrissen in dem noch jungen Beton und einer damit einhergehenden Verschlechterung der Dichtheit führen kann. Aus den vorliegenden Untersuchungen am Festbeton (Festigkeit, Auslaugung und Selbstheilung), die zusätzlich zu den Dichtheitsuntersuchungen durchgeführt wurden, lassen sich ebenfalls eindeutige Schlussfolgerungen für die optimale Herstellung von gering durchlässigem Beton ziehen. Die Durchlässigkeit ist streng an die Druckfestigkeit der Betone gekoppelt, sie sinkt mit zunehmender Festigkeit. Hochfeste Betone haben aufgrund ihres dichteren Gefüges, geringeren w/z-Wertes und der Zugabe von Zusatzstoffen eine wesentlich geringere Durchlässigkeit als geringere feste Vergleichsbetone.

Der Grad der Auslaugung von Calcium hingegen ist nicht an die Festigkeit, sondern an das Vorhandensein von im Zement vorhandenem, leicht löslichem Calciumhydroxid gebunden. Betone mit hohem Zementanteil, wie z. B. BPR (700 bis 800 kg/m³) zeigen trotz ihrer dichten Struktur deutlich höhere Auslaugungsraten als andere Betone. Bei FHB ist im Vergleich zu BPR jedoch mit erheblich geringeren Auslaugungsraten zu rechnen. Die Versuche wiesen für FHB eine bis zu 80 % Reduzierung der Auslaugung von Calcium auf. Die Auslaugungsraten von Magnesium waren bei FHB so gering, dass sie unter der Nachweisgrenze lagen. FHB hat hier im Vergleich zu BPR gewisse Vorteile.

Anders als bei den Durchlässigkeitsversuchen stellte sich das Auslaugungsmaximum bei ca. 60°C und nicht bei 80°C ein. Dies hängt von der Löslichkeit des Calciumhydroxids und der Zunahme der Diffusionsgeschwindigkeit mit der Temperatur ab. Es ist bekannt, dass die Jahresmitteltemperatur des Wärmespeicherspeichers in Friedrichshafen-Wiggenhausen bei ca. 58°C und somit im ungünstigsten Temperaturbereich liegt. Dies bedeutet, dass auf jeden Fall bei der Konzeption von neuen Speichern über eine, die Auslaugung reduzierende Maßnahme, wie z. B. das Aufbringen eines Stickstoffpolsters oder ein Ausgleichsgefäß, das bei Unterdruck im Speicher, hervorgerufen durch das kälter werdende Wasser im Verlauf des Winters, nur CO₂-freie Luft ansaugt, nachgedacht werden muss. Noch wichtiger ist aber die konsequente Auswahl auf der Baustoffseite zugunsten von Betonen mit möglichst geringen Auslaugungsraten. Allerdings werden die günstigsten Durchlässigkeits- und Auslaugwerte von unterschiedlichen Betonen erreicht.

Hinsichtlich der Selbstheilung von Rissen im Beton lässt sich die baupraktische Schlussfolgerung ableiten, dass bei dem in der Speicherwand maximal herrschenden hydraulischen Gefälle von ca. 0,60 MPa/m und der Annahme von statischen Rissufern Risse von ≤ 0,10 mm als problemlos angesehen werden können und durch Selbstheilungsvorgänge geschlossen werden. Eine Zunahme der Temperatur begünstigt das Selbstheilungsverhalten.

3 Zusammenfassung der Versuchsergebnisse

3.1 Allgemeines

In den Anhängen 3.1 bis 3.3 sind die ausführlichen Ergebnisse mit Versuchskörpern aus Ductal[®] zeitlich geordnet in 3 Abschnitten zusammengestellt. In Abschnitt 3.4 sind zum Vergleich frühere Versuche mit dem Vorgängerprodukt BPR wiedergegeben.

Um eigene Festigkeitswerte und Erfahrungen mit einem ultrahochfesten Faserfeinkornbeton in Hinsicht auf die Herstellung und Verarbeitbarkeit zu gewinnen, wurde eine Vielzahl von Versuchen mit dem Industrieprodukt Ductal[®] (und dem Vorgängerprodukt BPR), das von den Firmen Bouygues und Lafarge zur Verfügung gestellt wurde, durchgeführt. Dabei ging es sowohl um die Ermittlung von Materialkennwerten als auch um Fugenversuche. Letztere sind insbesondere für die in diesem Bericht betrachteten Wärmespeicher wichtig, da diese aus Fertigteilen hergestellt werden sollen (s. Abschnitt 6 und 5.4). Um die notwendigen Fugen entwerfen und bemessen zu können, wurden Ausziehversuche zur Bestimmung der maximalen Verbundspannungen und Fugenversuche an Flachproben durchgeführt. Die Versuche wurden über einen Zeitraum von 2 Jahren verteilt. Mit zunehmendem Alter der einzelnen Bestandteile ändert sich zwar das grundsätzliche Verhalten des Endprodukts nicht, jedoch kann ein fortgeschrittenes Alter der Bestandteile zum Zeitpunkt des Betonierens laut Hersteller zu einer Festigkeitsabnahme führen.

Nachfolgend sollen nur die wichtigsten Ergebnisse zusammengefasst werden.

3.2 Festigkeitswerte

3.2.1 Druckfestigkeit

Die einzelnen Druckfestigkeitswerte finden sich in den Tabellen A 3.1.1a, A 3.1.2, A 3.2.1, A 3.3.5, A 3.3.6 und dem Bild A 3.2.1 bzw. in Anhang A 3.4.1.1 und A 3.4.2.1.

Laut den Recommandations provisoires „Bétons fibrés à ultra-hautes performances“ (AFGC, Setra 2002) muss ein ultrahochfester Beton eine Druckfestigkeit von mindestens 150 MPa aufweisen. Diesen Wert erreicht Ductal[®] ohne Probleme, selbst ohne Wärmebehandlung.

Es wurden Würfel mit einer Seitenlänge von 100 mm, Zylinder \varnothing 70 bzw. 100 mm und $h = 140$ mm, Prismen $100 \cdot 100 \cdot 200$ mm und Kleinprismen $40 \cdot 40 \cdot 160$ mm verwendet, wobei insbesondere die drei ersten Prüfkörpergeometrien als häufig eingesetzte Abmessungen von Interesse sind. Bei diesen konnte aber im Gegensatz zu Normalbeton keine eindeutige Abhängigkeit der Druckfestigkeit von der Prüfkörpergeometrie festgestellt werden. Es kann allgemein eine Druckfestigkeit von etwa 160 bis 180 MPa für Ductal[®] erwartet werden. Frühere, teilweise wärmebehandelte BPR-Proben erreichten sogar Druckfestigkeiten im Bereich von 170 – 250 MPa.

Wie in Bild A 3.2.1 ersichtlich wird, ist ohne Wärmebehandlung nach 28 Tagen die Endfestigkeit fast erreicht, die Festigkeitszuwächse danach fallen gering aus.

Zum Ausgießen der Fugen der Versuchskörper gemäß Abschnitt 3.3 wurde zum Teil Ductal[®] ohne Fasern verwendet, da dieses leichter zwischen die dicht beieinander liegenden Bewehrungsstähle geflossen ist. Die 6 Versuchskörper weisen eine mittlere Druckfestigkeit von 133 MPa auf (Tabelle A 3.3.6) und liegen somit deutlich unter den Werten des eigentlichen Ductal[®]s mit Fasern. Hieraus wird auch der große Einfluss der Fasern auf die Druckfestigkeit deutlich. Letztendlich ist das Druckversagen auch ein Versagen auf Querzug.

3.2.2 E-Modul

In den einzelnen Versuchen wurden E-Moduli von 52 bis 60 GPa gemessen, der Mittelwert lag bei hier bei 57 GPa (Tabelle A 3.1.1a und Bilder A 3.1.1, A 3.2.2 und A 3.2.3).

3.2.3 Spaltzugfestigkeit

Die Spaltzugfestigkeitsuntersuchungen wurden an Prismen $100 \cdot 100 \cdot 200$ mm und an den Restkörpern der Biegezugprismen $70 \cdot 70 \cdot 350$ mm, $100 \cdot 100 \cdot 530$ mm, $150 \cdot 150 \cdot 750$ mm und $200 \cdot 200 \cdot 1000$ mm durchgeführt. Wie aus den Tabellen A 3.1.1, A 3.2.3, A 3.3.7, A 3.3.8 und Bild A 3.2.15 hervorgeht scheint es eine Abhängigkeit der Spaltzugfestigkeit von der Prismenhöhe zu geben. Für Ductal[®] mit Fasern ergaben sich die folgenden mittleren Spaltzugfestigkeiten:

- Prismenhöhe 70 mm: 25,1 MPa
- Prismenhöhe 100 mm: 23,7 MPa
- Prismenhöhe 150 mm: 19,2 MPa
- Prismenhöhe 200 mm: 14,5 MPa

Darüber hinaus wurde noch die Spaltzugfestigkeit an 3 Prismen $100 \cdot 100 \cdot 200$ mm aus Ductal[®] ohne Fasern bestimmt. Sie beträgt im Mittel 6,7 MPa.

3.2.4 Biegezugfestigkeit

Die Biegezugfestigkeit wurde an Kleinprismen $40 \cdot 40 \cdot 160$ mm und an Prismen $70 \cdot 70 \cdot 350$ mm, $100 \cdot 100 \cdot 530$ mm, $150 \cdot 150 \cdot 750$ mm und $200 \cdot 200 \cdot 1000$ mm bestimmt. Dabei wird hier bei der Berechnung der Biegezugfestigkeit linear-elastisches Materialverhalten vorausgesetzt, um die „fiktiv“ möglichen Randzugspannungen bei unterschiedlichen Prismenhöhen vergleichen zu können. In Wirklichkeit beginnt die Randfaser aber bei Erreichen der (zentrischen) Zugfestigkeit zu reißen, und es stellt sich eine nichtlineare Spannungsverteilung im Querschnitt ein (Bild 3.1).

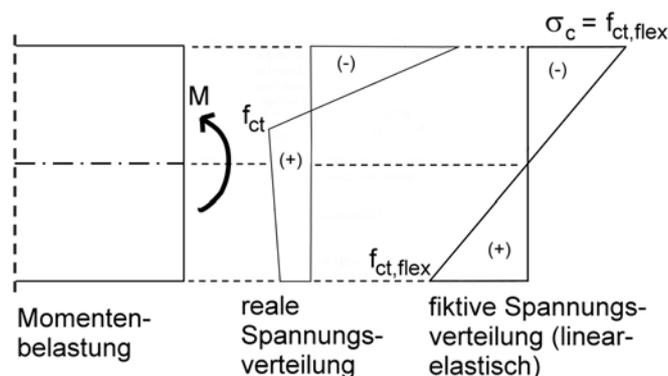
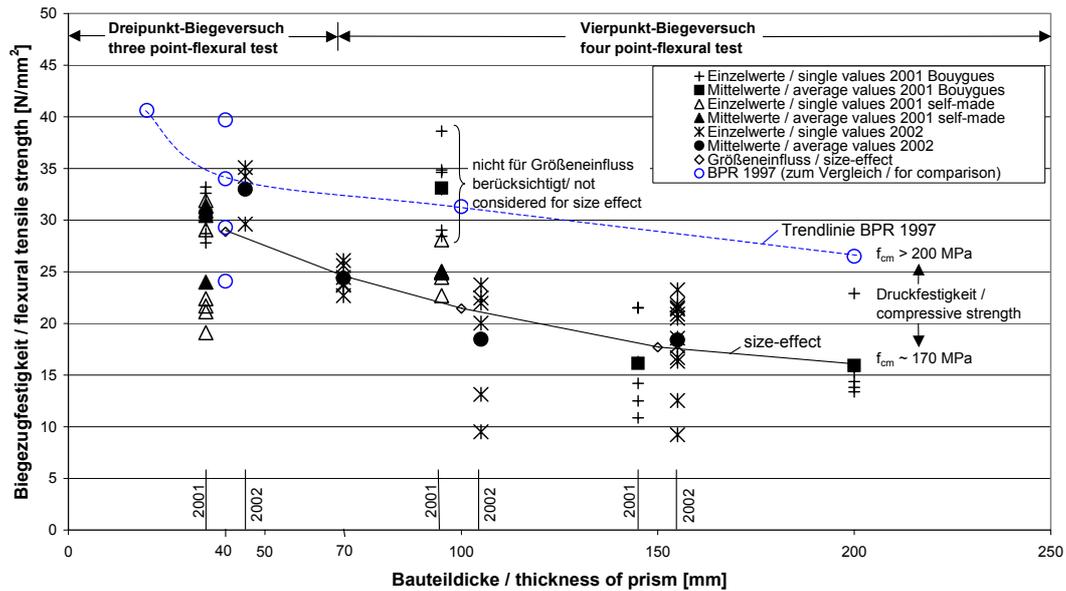


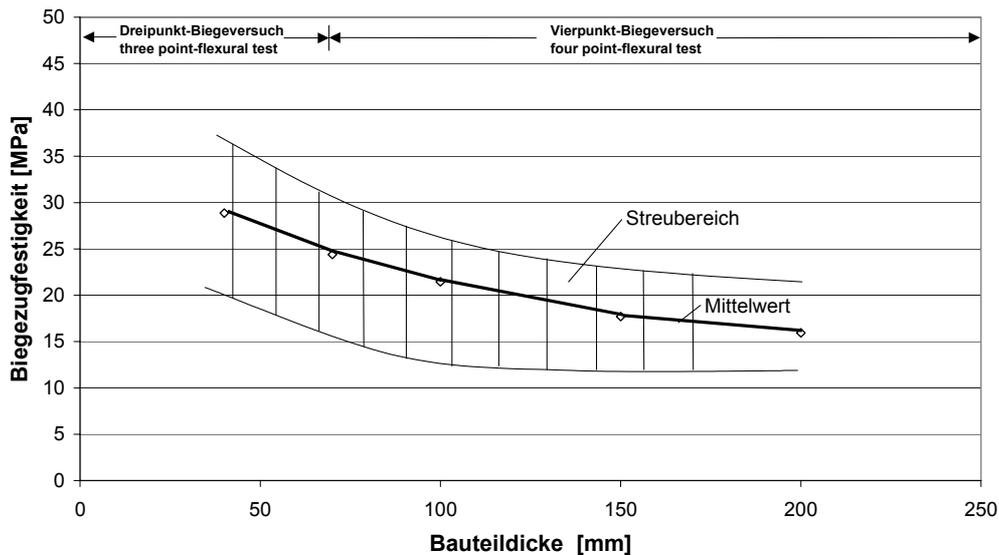
Bild 3.1: Spannungsverteilung im gerissenen Querschnitt unter Biegebelastung
Fig. 3.1: Stress distribution in the cracked cross section under bending

Die Versuchseinrichtung und die einzelnen Versuchsergebnisse finden sich in den Tabellen A 3.1.1a, A 3.1.2, A 3.1.4, A 3.1.5, A 3.2.2 und den Bildern A 3.1.10 bis A 3.1.22 und A 3.2.4 bis A 3.2.14. Es wurden im Normalfall 4-Punkt-Biegeversuche gemäß Bild A 3.1.10 durchge-

führt, lediglich die Kleinprismen 40 · 40 · 160 mm wurden einem 3-Punkt-Biegeversuch unterzogen. Die Übersicht über alle Ergebnisse findet sich in Bild 3.2 und Tabelle 3.1. Hierbei handelt es sich bei den Proben mit „B“ um von Bouygues hergestellte Proben und bei den Proben mit „S“ um selbst betonierte Prismen. In Bild 3.2 sind zum Vergleich die Biegezugfestigkeiten von BPR (s. Anhang A 3.4.1.3 bzw. A 3.4.2.2) eingetragen. Für die Biegezugfestigkeit von Ductal® gibt Lafarge Zement (2001) Werte von 25 – 40 MPa an. Die Biegezugfestigkeit hängt von der Bauteilhöhe ab und sinkt mit zunehmenden Abmessungen. Dieser Maßstabeffekt wurde in eigenen Biegeversuchen bestätigt (Bild 3.2). Eine wesentliche Ursache für diesen Maßstabeffekt ist in der Faserorientierung zu sehen, die bei kleinen Bauteilabmessungen zu einer bevorzugten Ausrichtung der Fasern parallel zu den Außenflächen führt.



a) einzelne Versuchsergebnisse / single test results



b) Maßstabseinfluss und Streubereich / size-effect and range of scatter

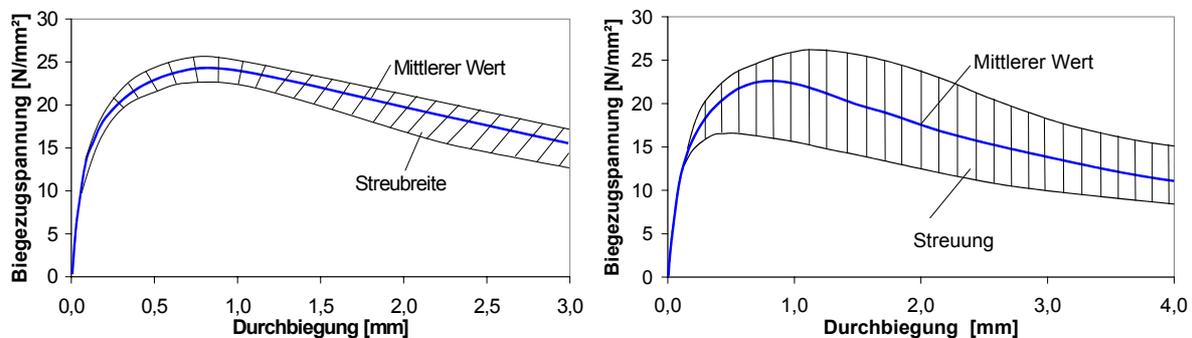
Bild 3.2: Biegezugfestigkeit in Abhängigkeit von der Bauteildicke (Größeneinfluss)

Fig. 3.2: Flexural tensile strength dependent on thickness of prism (size effect)

Tabelle 3.1: Übersicht über die Biegezugversuche der Jahre 2001 und 2002
 Table 3.1: Overview over the flexural tensile tests from 2001 to 2002

Maße des Prismas size of prisms [mm]	maximale Biegezugspannung maximum flexural tensile stress $s = M / W_{elast.} [N/mm^2]$			Mittelwert average value	Standardabweichung / standard deviation	Variationskoeff. / coefficient of variation
	Einzelwerte single values					
40*40*160 B 2001	29,9	27,8	28,7	30,40	2,13	0,070
	30,2	32,6	33,2			
40*40*160 S 2001	31,9	31,3	30,9	31,37	0,50	0,016
40*40*160 S 2001	29,07	22,40	30,45	23,97	4,64	0,193
	21,13	19,10	21,69			
40*40*160 S 2002	35,09	34,25	29,61	32,98	2,95	0,089
70*70*350 S 2002	23,69	25,60	22,69	24,39	1,27	0,052
	24,45	26,10	23,81			
100*100*530 B 2001	32,96	28,43	38,61	33,09	3,85	0,116
	34,86	29,04	34,63			
100*100*530 S 2001	24,90	28,10		25,03	1,95	0,078
	24,98	24,47	22,70			
100*100*530 S 2002	23,73	22,46	21,96	18,47	5,78	0,313
	9,50	13,13	20,03			
150*150*750 B 2001	12,50	21,54	14,21	16,15	4,53	0,280
	21,49	16,31	10,87			
150*150*750 B+S 2002	20,49	21,37	21,81	18,38	4,17	0,227
	23,26	21,55	9,22			
	12,53	16,33	20,90			
	17,83	16,69	18,58			
200*200*1000 B 2001	22,90	13,82	14,36	15,94	3,53	0,222
	13,38	15,36	15,82			

In den Versuchen konnten nicht nur für die Biegezugfestigkeit, sondern im gesamten Verlauf der Biegezugspannungs-Durchbiegungs-Beziehung Streuungen festgestellt werden (Bild 3.3). Die Laststeigerung und insbesondere die Charakteristik des nach Erreichen der Biegezugfestigkeit bzw. des maximalen Moments abfallenden Astes weisen wiederum hohe Streubreiten auf, was auf Unregelmäßigkeiten in der Faseranordnung zurückzuführen sein dürfte. Fasern senkrecht zur Hauptzugrichtung leisten keinen Beitrag zur Zugfestigkeit. Ist der Anteil solcher Fasern in einer Fehlstelle überproportional groß, dann sinkt die maximal mögliche Biegebeanspruchung auf niedrige Werte ab. Überdurchschnittlich viele Fasern in Hauptzugrichtung wirken dementsprechend günstig.



a) Prisma 70 mm

b) Prisma 100 mm

Bild 3.3: Streuung in der Biegezugspannungs-Durchbiegungs-Beziehung

Fig. 3.3: Range of scatter in the flexural tensile stress – deflection - relation

In den Versuchen wurden immer die einwirkenden Kräfte und die Durchbiegungen in Feldmitte bestimmt. Neben den (fiktiven) Biegezugspannungs-Durchbiegungsbeziehungen können aus diesen Messwerten auch Momenten-Krümmungs-Beziehungen hergeleitet werden. Die Rissbildung muss theoretisch mit Erreichen der Zugfestigkeit der Matrix in der Randfaser einsetzen. Diese variiert aber in gewissen Grenzen, und ein deutlicher Steifigkeitsabfall ist erst mit fortschreitender Rissbildung zu beobachten. Deshalb wurde hier zur Bestimmung der Elastizitätsgrenze in Anlehnung an den Stahlbau die 0,01%-Dehngrenze $R_{p0,01}$ (Bild 3.4) für die Randfasern angesetzt.

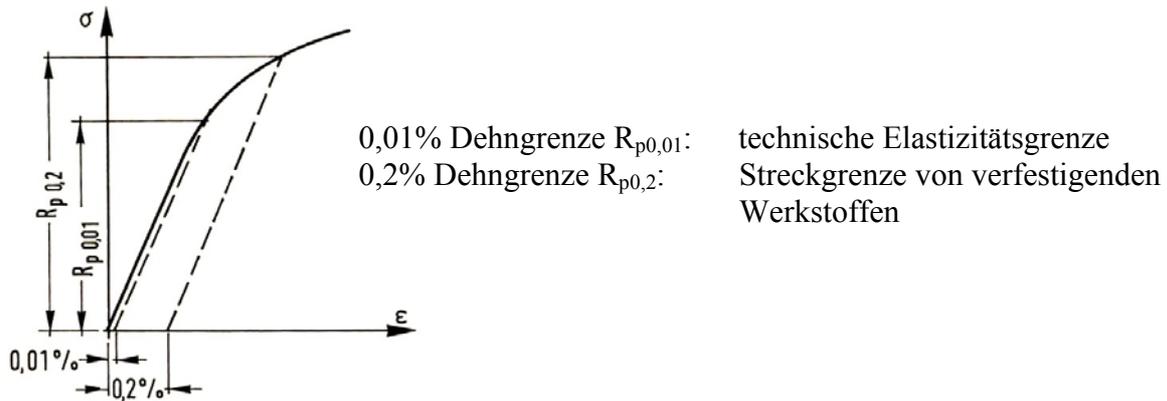


Bild 3.4: Dehngrenzen für Stahl

Fig. 3.4: Strain limits for steel

Exemplarisch ergeben sich so für die Biegezugversuche an Prismen $100 \cdot 100 \cdot 530$ mm, $150 \cdot 150 \cdot 750$ mm und $200 \cdot 200 \cdot 1000$ mm gemäß Anhang 3.1 die idealisierten Momenten-Krümmungs-Beziehungen der Bilder 3.5 bis 3.7.

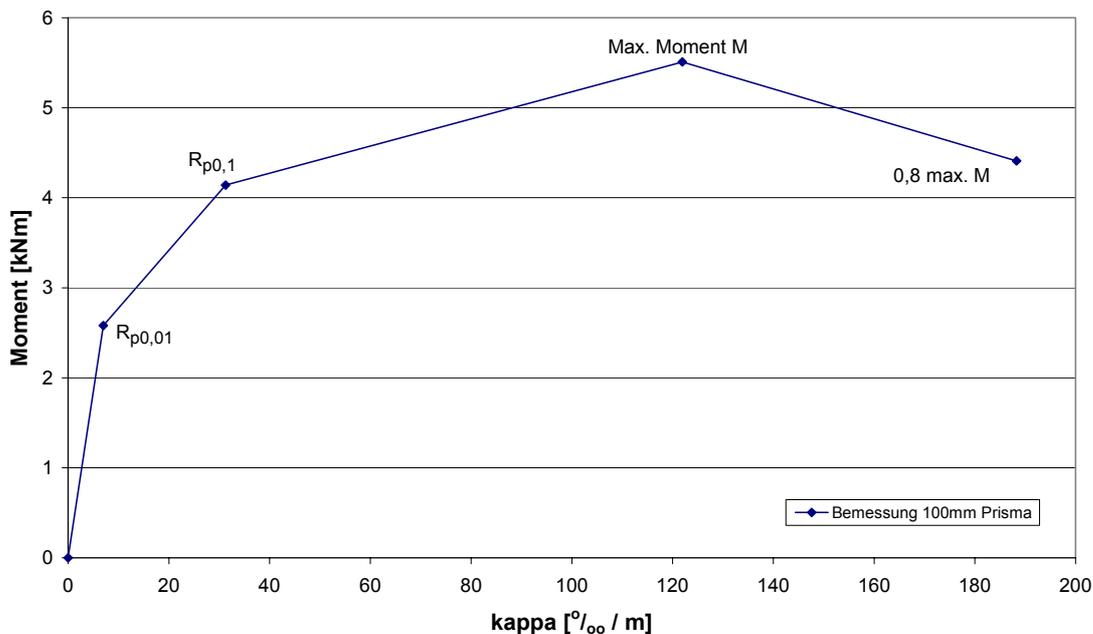


Bild 3.5: Momenten-Krümmungs-Beziehung für Prisma $100 \cdot 100 \cdot 530$ mm, Anhang 3.1

Fig. 3.5: Moment curvature relation for prism $100 \cdot 100 \cdot 530$ mm, Appendix 3.1

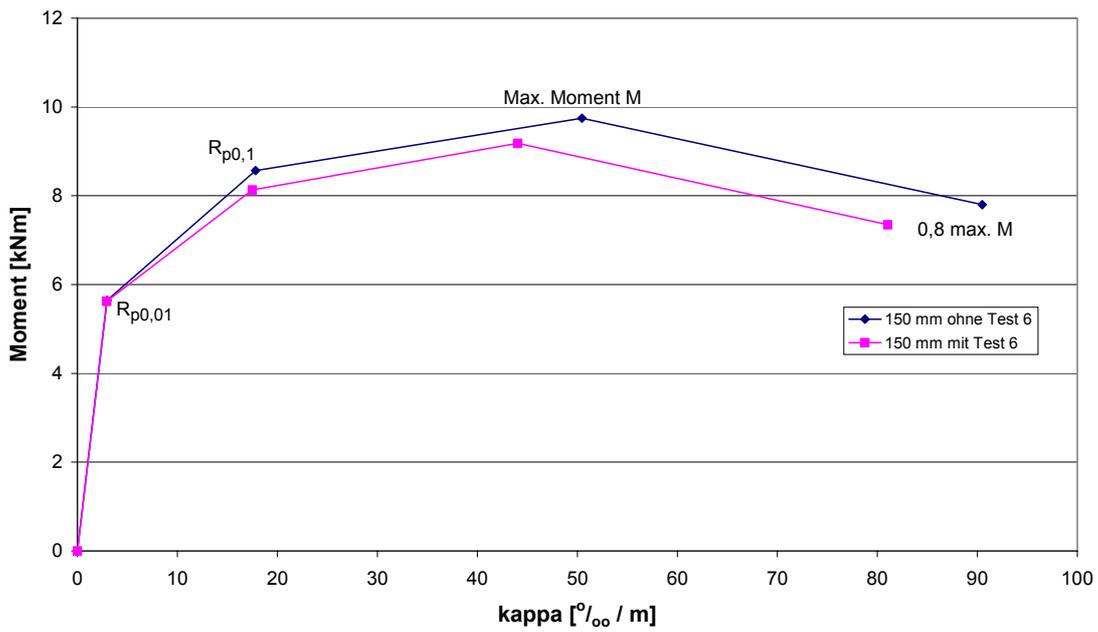


Bild 3.6: Momenten-Krümmungs-Beziehung für Prisma 150 · 150 · 750 mm, Anhang 3.1
 Fig. 3.6: Moment curvature relation for prism 150 · 150 · 750 mm, Appendix 3.1

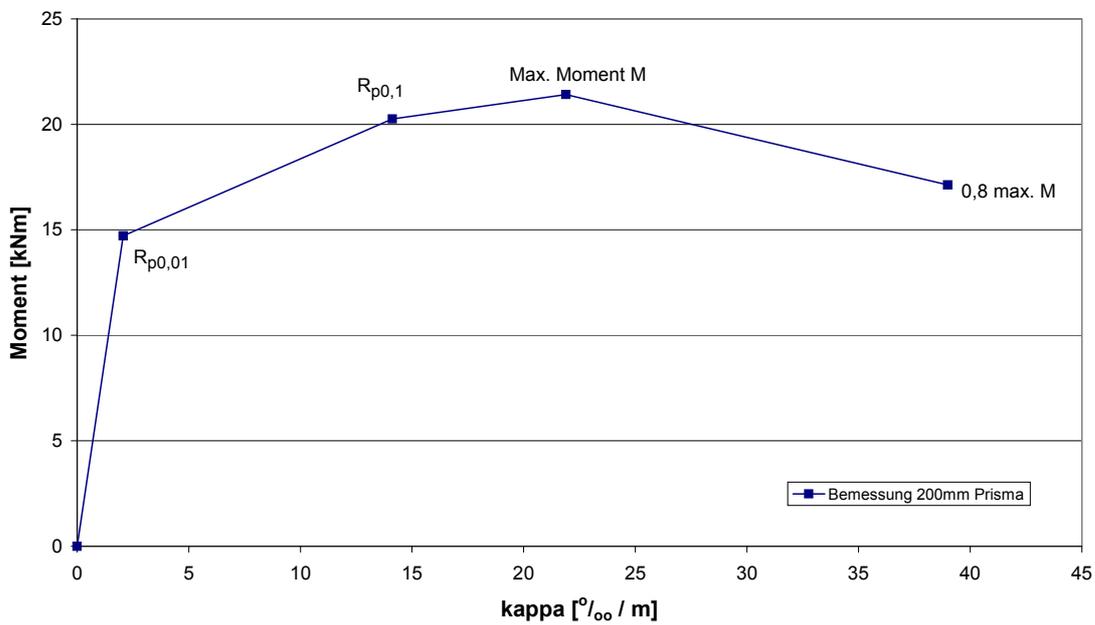
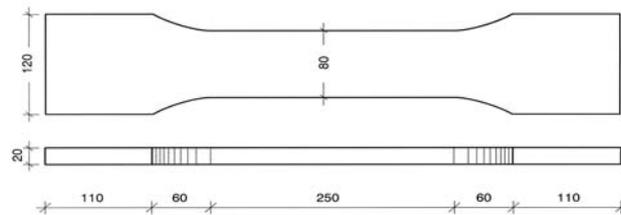


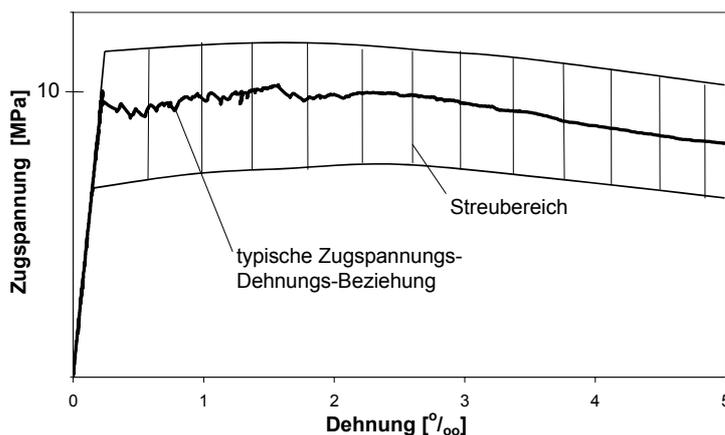
Bild 3.7: Momenten-Krümmungs-Beziehung für Prisma 200 · 200 · 1000 mm, Anhang 3.1
 Fig. 3.7: Moment curvature relation for prism 200 · 200 · 1000 mm, Appendix 3.1

3.2.5 Zentrische Zugfestigkeit

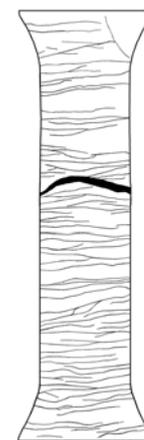
Die zentrischen Zugversuche wurden an Flachproben gemäß der Bilder 3.8 a, A 3.1.2 und A 3.2.19 durchgeführt. Dabei betragen die maßgebenden Querschnitte $20 \cdot 80$ mm bzw. $30 \cdot 90$ mm. In Bild 3.8 b ist ein idealer Verlauf, der das Verformungsverhalten kennzeichnet, dargestellt. Realistisch sind aufgrund der Versuche erreichbare Zugfestigkeiten, die im Mittel zwischen 9 und 11 MPa liegen. Chanvillard und Rigaud (2003) sprechen in einer neuen Veröffentlichung sogar von etwa 15 MPa als möglichem Mittelwert. Die Versuche an BPR (vgl. Anhang A 3.4.1.4) bestätigen diese Größenordnung.



a) Versuchskörperabmessungen / dimensions of specimen



b) Spannungs-Dehnungs-Beziehung mit Streubereich
stress-strain-relation with range of scatter



c) Rissbild
crack pattern

Bild 3.8: Zugversuche an flachen Schulterproben aus Ductal®

Fig. 3.8: Axial tensile tests on bone-shaped membrane specimens out of Ductal®

Bei den meisten Versuchen konnte keine oder nur eine geringe Laststeigerung nach Erreichen der Risslast festgestellt werden. Meistens trat ein Traglastabfall ein, und in wenigen Fällen war dieser so drastisch, dass es sich offensichtlich um eine Probe mit einer Fehlstelle handelte.

Es hat sich gezeigt, dass die Faserorientierung starken Einfluss auf die Zugfestigkeit hat. Befindet sich im Versuchskörper ein Querschnitt mit ungünstiger Faserorientierung primär senkrecht zur Hauptzugrichtung, so führt das zu einem Zugversagen bei vergleichsweise niedrigen Spannungen (bei Erreichen der Festigkeit der Matrix). In diesen Fällen bildet sich meist auch nur ein Hauptriss und wenige bzw. keine zusätzlichen Risse aus. Bei statistischer Faserverteilung erreicht man höhere Zugfestigkeiten und es stellt sich eine Vielzahl an Rissen ein (Multi-cracking; z.B. Bild 3.8 c). Besonders deutlich wird dies an den Rissbildern in Bild A 3.1.3. Die Proben mit den wenigsten Rissen (Flachproben 9-12) versagen bei den niedrigsten Spannungen. Weitere Ergebnisse finden sich in den Tabellen A 3.1.3 und A 3.2.5 und den Bildern A 3.1.4 bis A 3.1.9 und A 3.2.20 bis A 3.2.23.

Wichtig ist auf jeden Fall der Betoniervorgang, denn es muss das Entstehen von ungünstigen Faserverteilungen vermieden werden. Betonierfehler können ansonsten zu drastischen Traglastabfällen führen.

3.2.6 Verbund zwischen UHFB und Stabstahl

Im Rahmen des Forschungsprogramms wurden Ausziehversuche mit geripptem Stabstahl $\varnothing 4$ mm, welcher für die Ausbildung von Fugen gemäß Abschnitt 3.3 verwendet werden soll, durchgeführt. Hierbei zeigte sich, dass extrem hohe Verbundspannungen zwischen Ductal[®] und dem Stabstahl wirksam sind. Bei den zuerst durchgeführten Versuchen mit üblichen Abmessungen (Würfel 40 mm, Verbundlänge 20 mm) gelang es nicht, den Stab herauszuziehen, der Stabstahl begann jedes Mal vorher zu fließen. Dies wird in den Bildern A 3.2.16 und A 3.2.17 dokumentiert.

Danach wurde die Verbundlänge auf 8 mm (Bild 3.9 bzw. A 3.2.18 und Tabelle A 3.2.4) bzw. 13 mm reduziert (Bild A 3.3.1, A 3.3.2 und Tabelle A 3.3.1). Der Maximalwert der Verbundspannung lag im Mittel bei 41,9 MPa bzw. 48,1 MPa.

Verbundversuche an Ductal[®] ohne Fasern lagen bei einer Verbundlänge von 13 mm genau in der Größenordnung von Ductal[®] mit Fasern, sie ergaben eine Verbundspannung von 45,23 MPa als Mittelwert (Bild A 3.3.3, A 3.3.4 und Tabelle A 3.3.2).

Allerdings hängt die maximale Verbundspannung vom verwendeten Stahl und der Betondeckung bzw. dem Stababstand ab wie Versuche von Cheyrezy, Roux et al. (1998) zeigen (Bild 3.10).

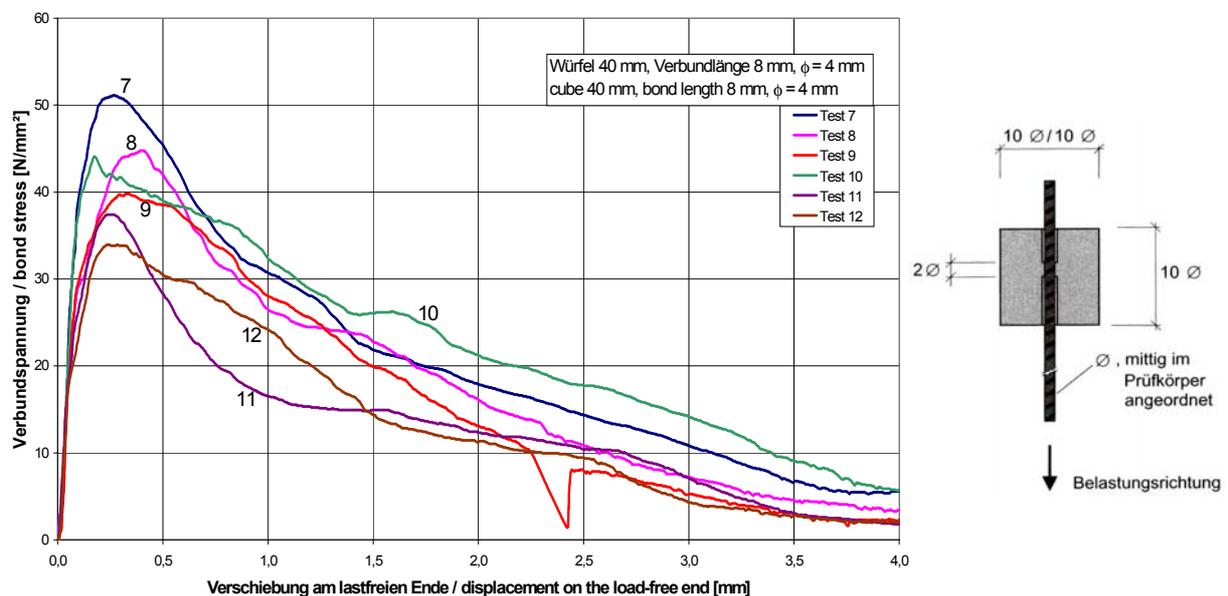
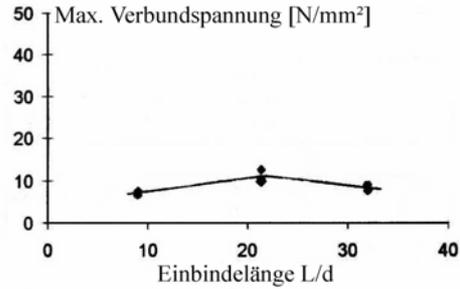
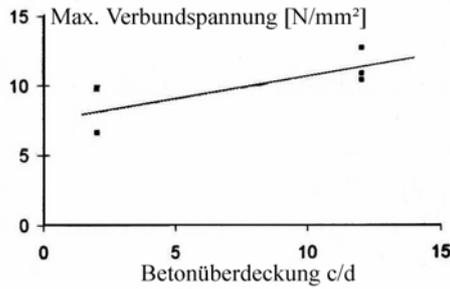
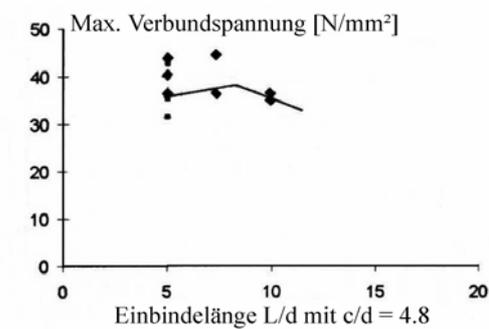
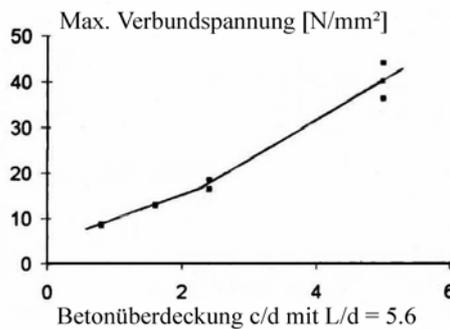


Bild 3.9: Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung für das lastfreie Ende im Ausziehversuch (Würfel 40 mm, Verbundlänge 8 mm, Stabdurchmesser 4 mm)

Fig. 3.9: Bond stress-slip-relation for the load-free end in the pull-out-test (cube 40 mm, bond length 8 mm, 4 mm bars)



a) Drähte Ø 5mm / Wires Ø 5mm



b) Spannlitze Ø 12,5 mm / Prestressing strand Ø 12,5 mm

Bild 3.10: Maximale Verbundspannung für Drähte und Spannlitzen in Abhängigkeit der Betonüberdeckung bzw. der Einbindelänge [nach: Cheyrezy, Roux, Behloul, Ressaicaud und Demonte (1998)]

Fig. 3.10: Maximum bond strength for wires and prestressing strands dependent on the cover thickness resp. the embedment length

3.3 Fugenversuche

Für Langzeit-Wärmespeicher aus Ductal[®] bietet sich wie in Abschnitt 6 beschrieben die Anwendung von Fertigteilen an. Aber auch für eine Herstellung in Ortbetonbauweise sind zumindest Betonierfugen nötig. Beiden Fugen gemein ist die Tatsache, dass im Übergangsbereich Fertigteil – Fugenbeton bzw. Alt- zu Neubeton keine Fasern wirken und somit die Zugfestigkeit erheblich reduziert ist bzw. nicht angesetzt werden kann. Als mögliche Fugenausbildung wird hier die Verwendung von Übergreifungsstößen aus Stabstahl verwendet.

Bei den Untersuchungen hat sich gezeigt, dass die Kenntnis des Bemessungswerts der Verbundspannung zwischen dem Stabstahl und dem Feinkornbeton alleine nicht ausreicht, um die notwendige Verankerungslänge zu bestimmen. Es wurden hierbei Fugen in einem zentrischen Zugversuch getestet. Die verwendeten Prüfkörperabmessungen und Messlängen finden sich in den Bildern 3.11 bzw. A 3.2.24, A 3.2.26, A 3.3.5, A 3.3.6, A 3.3.14 und A 3.3.15. Die Fugenausbildung und -bewehrung, die sich in den Versuchen als am besten herausgestellt hat, ist in Bild 3.12 bzw. Bild A 3.3.16 dargestellt.

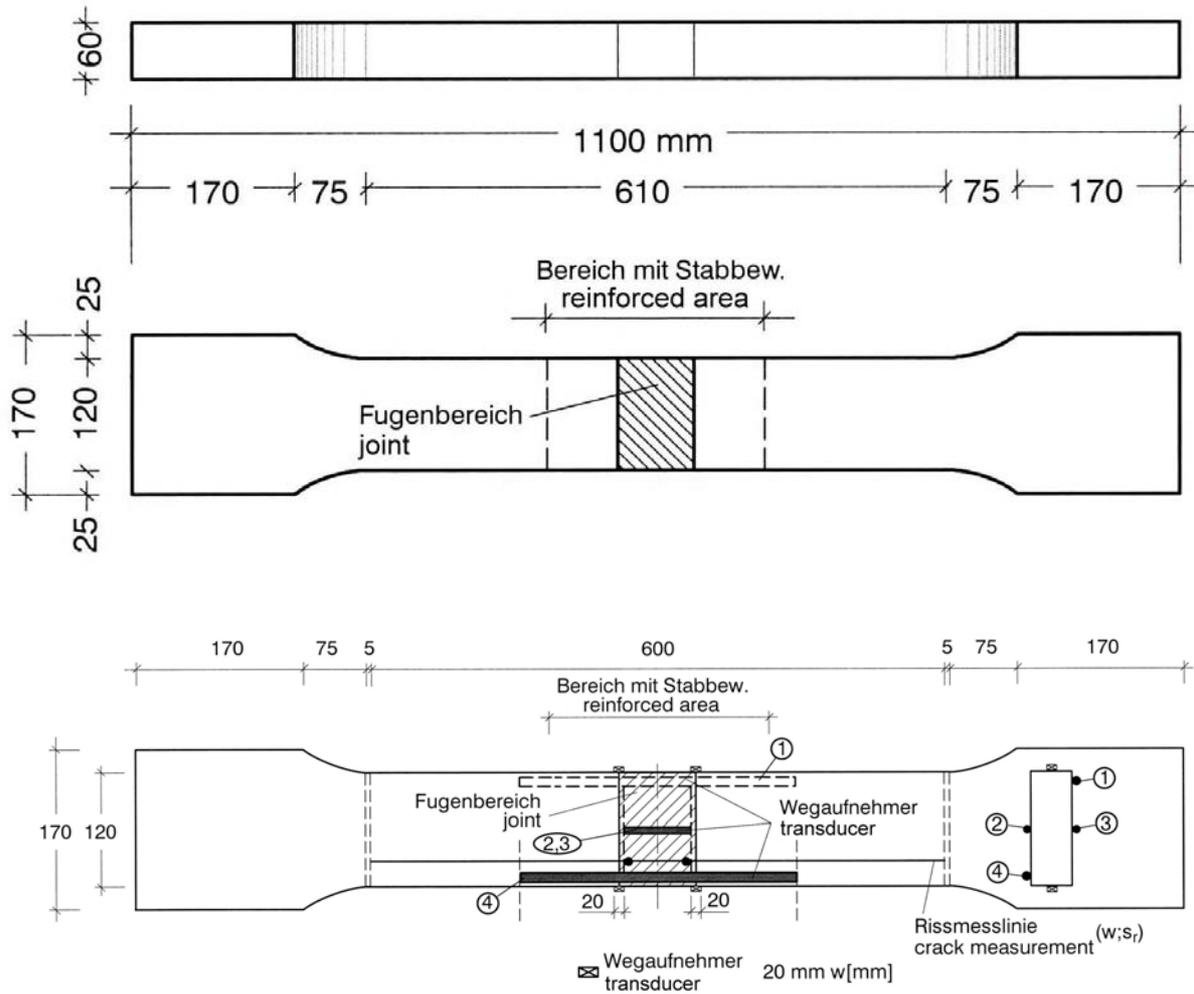


Bild 3.11: Versuchskörper und Messeinrichtung für Fugenversuche

Fig. 3.11: Specimen and measurements for the tests on joints

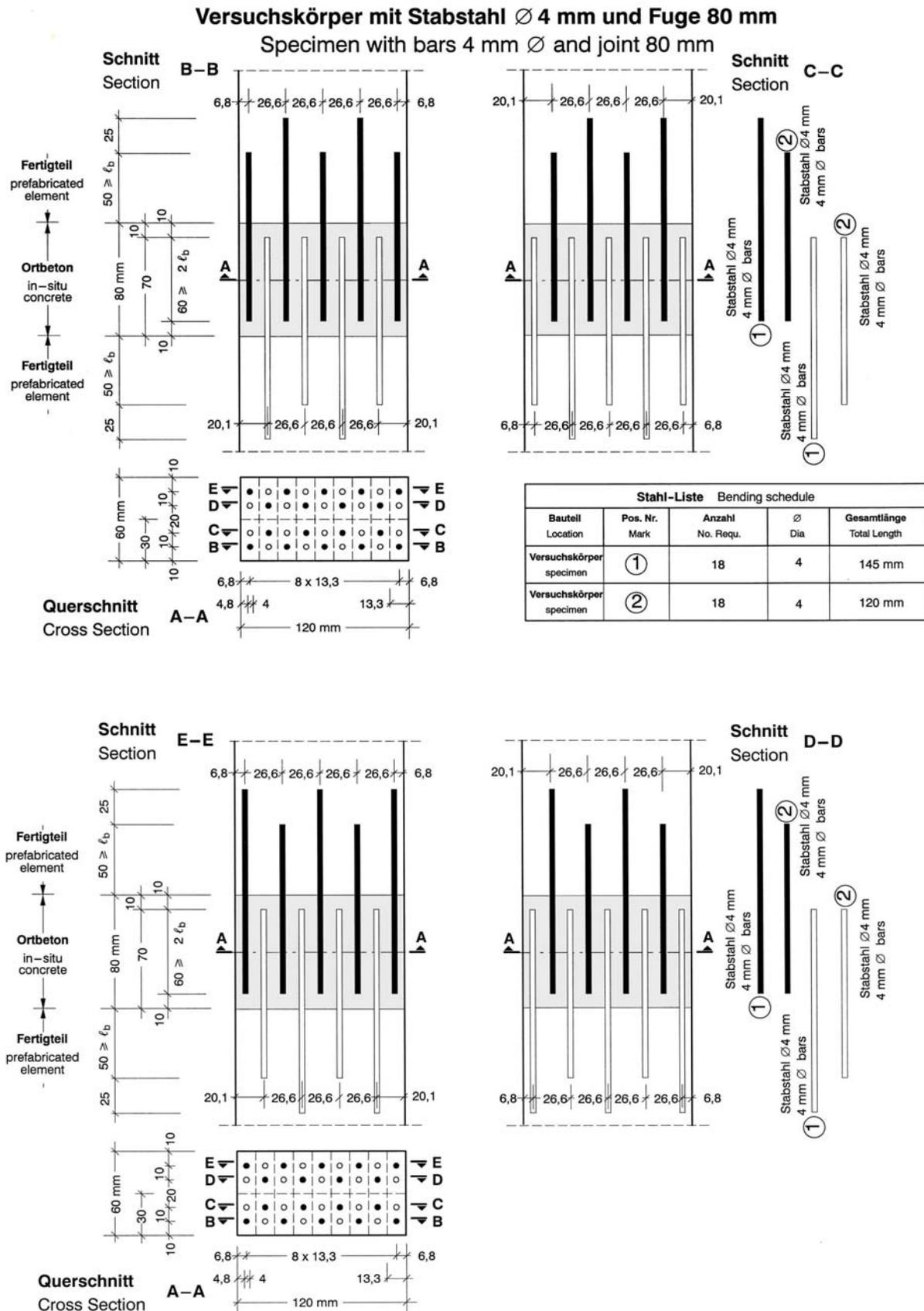


Bild 3.12: Detail Fugenbewehrung (bestes Versuchsergebnis)

Fig. 3.12: Detail reinforcement in joint (best test result)

Weitere untersuchte Fugenausbildungen finden sich in den Bildern A 3.2.25 und A 3.3.7. Hierbei betragen die Verankerungslängen im Fertigteil einheitlich 20 mm bzw. 50 mm bei einem Stabdurchmesser von ebenfalls 4 mm, sie wurden nicht wie in Bild 3.12 abgestuft und über die Höhe zickzackförmig angeordnet. Bei den Körpern mit 50 mm Verankerungslänge versagte die Hälfte der Versuchskörper am Ende der eingelegten Fugenbewehrung im Fertigteil (Bild A 3.2.31), bei den Körpern mit 20 mm Verankerungslänge sogar alle (Bild A 3.3.11). Dieses Phänomen war bei der Fugenausbildung mit abgestufter Bewehrung gemäß Bild 3.12 nicht festzustellen (Bild A 3.3.20). Es ist darauf zurückzuführen, dass sich am Ende der Bewehrung Spannungsspitzen einstellen, die den Querschnitt lokal höher belasten (Bild 3.13). Bei abgestufter Bewehrung und größerer Verankerungslänge werden diese Spannungsspitzen verteilt bzw. abgemindert.

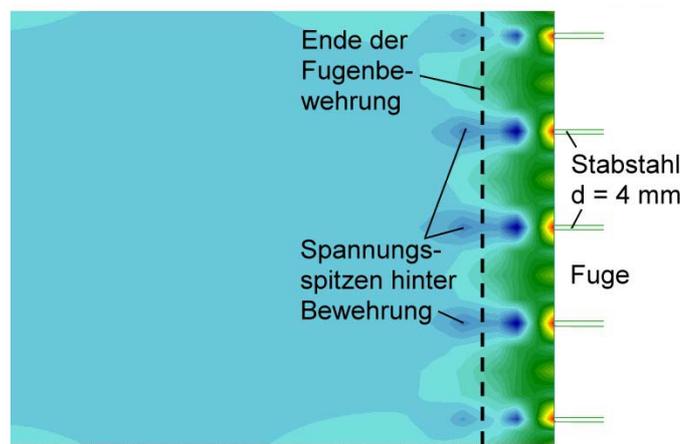


Bild 3.13: Spannungsspitzen am Ende der Fugenbewehrung (Verankerungslänge: 20 mm)
Fig. 3.13: Stress peaks at the end of the reinforcement in joint (anchorage length 20 mm)

Die Versuchsergebnisse im einzelnen finden sich in den Bildern A 3.2.27 bis A 3.2.32, A 3.3.8 bis A 3.3.13 und A 3.3.17 bis A 3.3.21 und den Tabellen A 3.2.6, A 3.3.3 und A 3.3.4.

Insbesondere die Lösung gemäß Bild 3.12 mit einem Stabdurchmesser von 4 mm und einer abgestuften Verankerungslänge der Bewehrung von 50 mm bzw. 75 mm hat gezeigt, dass es möglich ist, Fugen so auszubilden, dass sie keinen offensichtlichen Schwachpunkt bilden. Bei dieser Versuchskörperauslegung trat nie ein Versagen im Fugenbereich ein, sondern immer im Bereich der Einspannstelle in die Versuchsmaschine. Zum besseren Einbringen des Feinkornbetons in die Fuge mit den engen Übergreifungsstößen wurde sogar in der Fuge selbst auf die Stahlfasern verzichtet. Hierbei konnten keine negativen Auswirkungen auf die Tragfähigkeit der Fuge festgestellt werden.

4 Bemessungsgrundlagen

4.1 Allgemeines

In Deutschland gibt es bislang keine Bemessungsrichtlinien oder gar Normen zu ultrahochfestem Faserfeinkornbeton UHFB. Da Stahlfaserbeton aufgrund der geringeren Festigkeit und anderer Eigenschaften als eine „Vorstufe“ hin zu UHFB angesehen werden kann, soll hier zunächst das DBV-Merkblatt Stahlfaserbeton (2001) betrachtet werden, bevor im nachfolgenden Abschnitt auf die Recommendations provisoires „Bétons fibrés à ultra-hautes performances“ (AFGC, SETRA 2002) eingegangen werden soll. Diese französische Richtlinie ist die erste auf dem Gebiet der UHFBs. Abschließend soll auf die Bemessungsvorschläge eingegangen werden, die 2004 im Rahmen eines DAfStb-Sachstandsberichts veröffentlicht werden.

4.2 DBV-Merkblatt Stahlfaserbeton (Fassung Oktober 2001)

4.2.1 Einleitende Bemerkungen

Die Eigenschaften, die dem Stahlfaserbeton in dem Merkblatt zugeschrieben werden, können ohne Weiteres auch für UHFB übernommen werden: „Die Eigenschaften werden u.a. vom Stahlfasergehalt, von der Faserschlankeheit l_f / d_f , vom Verbund der Fasern, von der Orientierung und der Gleichmäßigkeit der Verteilung der Stahlfasern im Beton beeinflusst. Es wird eine möglichst gleichmäßige Verteilung im Beton angestrebt. Eine von der zufälligen Ausrichtung der Fasern abweichende Orientierung führt zu einer Anisotropie der Stahlfaserbetoneigenschaften, die je nach Beanspruchungsrichtung vorteilhaft oder nachteilig sein kann.“ [DBV (2001)]. Man kann also ebenso wie bei UHFB nur mit mittleren Festigkeiten, Fraktilwerten, etc. rechnen. Wie man diese Werte in Versuchen bestimmt, und sie später für die Bemessung verwendet, wird in dem Merkblatt behandelt: „Das Merkblatt nimmt eine Klassifizierung des Stahlfaserbetons anhand äquivalenter Zugfestigkeiten in Faserbetonklassen vor. Der Planer ist demnach nur verantwortlich für die Auswahl der Faserbetonklassen, nicht aber für die Faserauswahl und –menge bzw. Betonzusammensetzung. Dies liegt im Verantwortungsbereich des Stahlfaserbetonherstellers, d.h. in der Regel des Transportbetonwerks...“.

Das Merkblatt verwendet als Grundlage die DIN 1045-1 bis 4 (2001-07), also ein Sicherheitskonzept, das auf der Bemessung nach Grenzzuständen mit Teilsicherheiten beruht. Anwendbar ist das Merkblatt für Normalbeton und Leichtbeton bis zu einer Festigkeitsklasse von LC40/44. Es gilt sowohl für Bauteile, die nur mit Fasern bewehrt sind, als auch für Bauteile mit schlaffer und / oder vorgespannter Bewehrung. Die Druckfestigkeit orientiert sich an der DIN 1045-1; deshalb wird hier nur auf die Zugfestigkeit eingegangen.

Die Schnittgrößenermittlung kann mittels linear-elastischer Rechnung oder unter Anwendung nichtlinearer bzw. plastischer Verfahren erfolgen.

4.2.2 Bestimmung der Zugfestigkeiten

4.2.2.1 Definitionen und festigkeitsbestimmende Versuche

Das Merkblatt sieht vor, die Biegezugfestigkeit in einem 4-Punkt-Biegeversuch zu bestimmen (Bild 4.1). Die Abmessungen des Balkens betragen 150 mm x 150 mm x 700 mm. Der Auflagerabstand beträgt 600 mm. Die Lasten greifen in den Drittelpunkten des Auflagerabstandes an. Die zentrische Zugfestigkeit wird nicht direkt bestimmt, sondern aus der Biegezugfestigkeit abgeleitet. Das Merkblatt gibt u.a. folgende Definitionen:

- Das **maßgebende Arbeitsvermögen** $D_{fl,i}^f$ (für den Verformungsbereich i in Nmm) des Stahlfaserbetons (Faseranteil) ist das Maß für die Tragfähigkeit nach dem Erstriss und als Integral der Last-Durchbiegungskurve im Biegezugversuch definiert.
- Die **Biegezugfestigkeit** $f_{ct,fl}^f$ (Einzelwert der Biegezugfestigkeit der Prüfkörper der Serie in N/mm^2) wird aus der Last beim Erstriss im Biegezugversuch im maßgebenden Intervall von 0,1 mm Durchbiegung ermittelt (Bild 4.2).
- Die **zentrische Zugfestigkeit** $f_{ct,ax}$ (N/mm^2) kann aus der Biegezugfestigkeit abgeleitet werden.
- Die **äquivalenten Biegezugfestigkeiten** $f_{eq,i}$ (Einzelwerte der äquivalenten Biegezugfestigkeit der Prüfkörper der Serie für den Verformungsbereich i in N/mm^2) sind Werte, die aus dem jeweiligen maßgebenden Arbeitsvermögen des Stahlfaserbetons berechnet werden. Sie sind Grundwerte, aus denen für die Bemessung im gerissenen Zustand die ideale Spannungs-Dehnungsbeziehung ermittelt wird.
- Die **äquivalente Zugfestigkeit** $f_{eq,ct}$ (N/mm^2) wird aus der äquivalenten Biegezugfestigkeit berechnet. Sie ist Grundlage für die Festlegung der Faserbetonklassen des Stahlfaserbetons.

Hierbei gelten die folgenden Indizes:

ax	zentrisch
c	Normalbeton
eq	äquivalent
f	Faser
fl	Biegung
i	Verformungsbereich (I ... Verformungsbereich I, II ... Verformungsbereich II)
t	Zug

Das maßgebende Arbeitsvermögen D_{fl}^f , die Durchbiegungsendwerte für den Bereich I bzw. II und somit die Ermittlung der äquivalenten Biegezugfestigkeiten $f_{eq,I}$ bzw. $f_{eq,II}$ sind in Bild 4.3 gegeben.

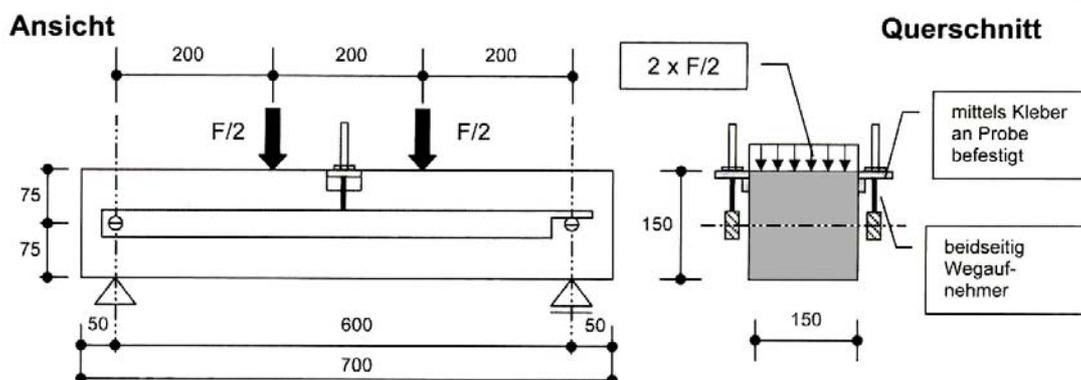


Bild 4.1: Messvorrichtung für Biegeversuch [DBV (2001)]

Fig. 4.1: Test facility for bending test

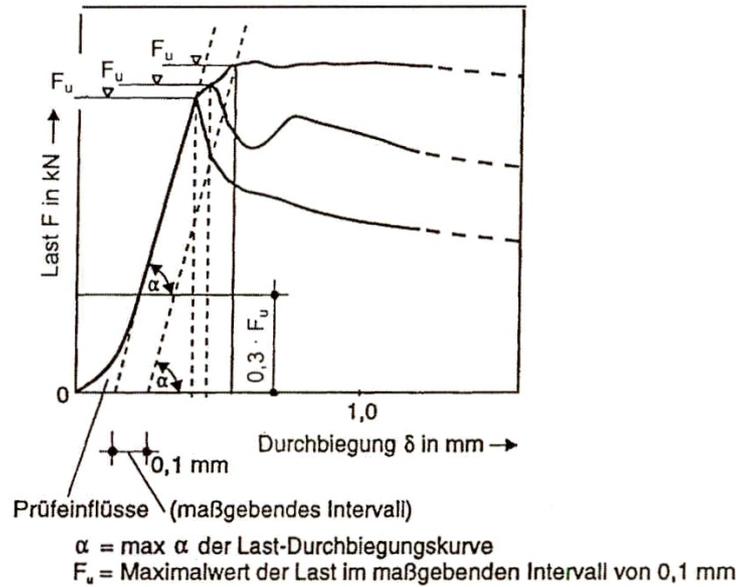


Bild 4.2: Ermittlung der für die Biegezugfestigkeit $f_{ct,fl}^f$ maßgebenden Last F_u (3 Beispiele)
 Fig. 4.2: Determination of the determining load F_u for the flexural tensile strength $f_{ct,fl}^f$ (3 examples) [DBV (2001)]

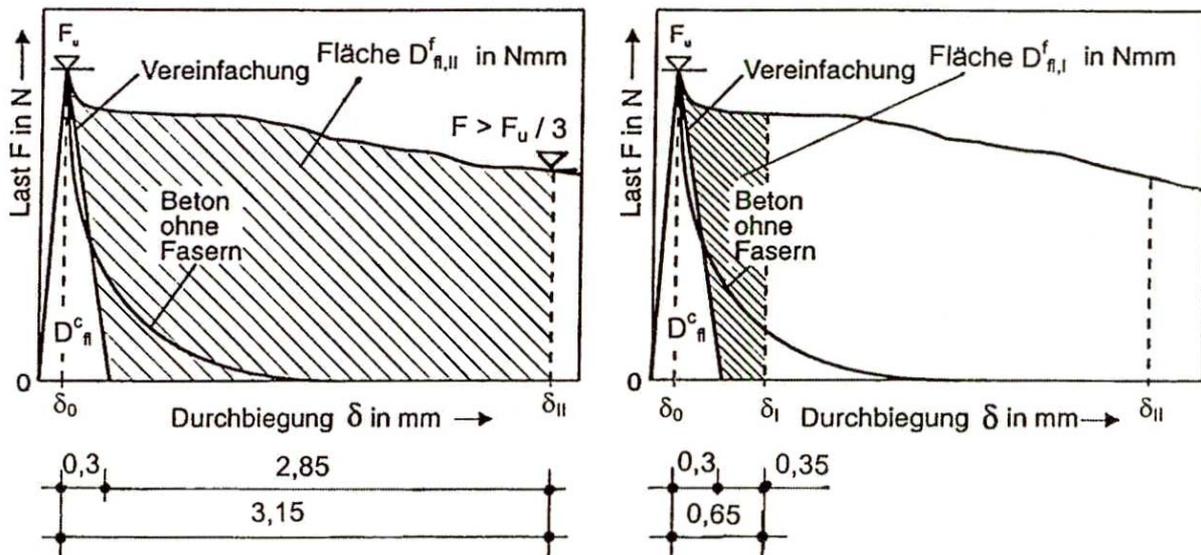


Bild 4.3: Ermittlung der äquivalenten Biegezugfestigkeiten $f_{eq,I}$ bzw. $f_{eq,II}$ [DBV (2001)]
 Fig. 4.3: Determination of the equivalent flexural tensile strength $f_{eq,I}$ resp. $f_{eq,II}$

Bild 4.3 zeigt mit der Last-Verformungskurve einen möglichen charakteristischen Verlauf im verformungsgesteuerten Versuch. Nachdem die Höchstlast erreicht wurde bleibt einem faserbewehrten Beton im Gegensatz zu Normalbeton noch ein gewisses Resttragvermögen erhalten. Dieses hängt vom Widerstand der den Riss überbrückenden Fasern gegen das Herausziehen ab; entscheidend sind also u.a. der Fasertyp, die Fasermenge, das Verbundverhalten zwischen Faser und Beton und die Orientierung der Fasern. Dieses Resttragvermögen kann über die äquivalente Biegezugfestigkeit oder eine daraus abgeleitete äquivalente Zugfestigkeit im Riss berücksichtigt werden – insbesondere bei biege- und verformungsbeanspruchten Bauteilen.

4.2.2.2 Biegezugfestigkeit

Die äquivalente Biegezugfestigkeit dient zur Beschreibung des Nachrisszugverhaltens und stellt nur einen fiktiven Bemessungswert dar. Hierzu wird das mittlere aufnehmbare Biegemoment nach dem Auftreten von Rissen auf das Widerstandsmoment des ungerissenen Querschnitts bei unterschiedlichen Durchbiegungswerten δ_i bezogen. Hierbei wird $f_{eq,I}$ bei der Durchbiegung δ_I bestimmt und für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit verwendet; $f_{eq,II}$ wird bei δ_{II} bestimmt und für den Tragfähigkeitsnachweis verwendet. Die Werte δ_I bzw. δ_{II} sind ebenfalls in Bild 4.3 eingezeichnet und übersichtlich in Tabelle 4.1 dargestellt.

Tabelle 4.1: Verformungsbereiche für Stahlfaserbeton

Table 4.1: Deformation limits for fibre reinforced concrete

Verformungsbereich	Nachweise im Grenzzustand der	Durchbiegungsgrenzwerte im Versuch (vgl. Bild 4.3)
I	Gebrauchstauglichkeit	$\delta_I = \delta_0 + 0,65 \text{ mm}$
II	Tragfähigkeit	$\delta_{II} = \delta_0 + 3,15 \text{ mm}$

Die Biegezugfestigkeit $f_{ct,fl}^f$, welcher der Maximallast F_u (vgl. Bild 4.2) zugeordnet wird berechnet sich zu:

$$f_{ct,fl}^f = \frac{M_w}{W} = \frac{F_u \cdot l}{b \cdot h^2} \quad (4.1)$$

mit: F_u ... Maximalwert der Last gemäß Bild 4.2
 l ... Auflagerabstand (600 mm)
 b ... Probenbreite (150 mm)
 h ... Probenhöhe (150 mm)

Mittels statistischer Verfahren können die mittlere Biegezugfestigkeit $f_{ctm,fl}^f$ und der charakteristische Wert der Biegezugfestigkeit $f_{ctk,fl}^f$ bestimmt werden zu:

$$f_{ctm,fl}^f = f_{ctms,fl}^f - \frac{s_{s,fl} \cdot t_{10,(n-1)}}{\sqrt{n}} \quad (4.2)$$

$$f_{ctk,fl}^f = f_{ctm,fl}^f - 1,645 \cdot s_{m,fl} \quad (4.3)$$

mit: $f_{ctms,fl}^f$... mittlere Biegezugfestigkeit der Serie [N/mm²]
 $s_{s,fl}$... Standardabweichung der Serie [N/mm²]
 $s_{m,fl}$... mittlere Standardabweichung der Grundgesamtheit [N/mm²]
 $t_{10,(n-1)}$... Wert der Student-Verteilung an der 10%-Fraktile
 n ... Anzahl der Proben der Serie

Die Ermittlung dieser Werte ist in Abschnitt 12.6 des DBV-Merkblattes genauer dargestellt. In Abschnitt 12.7 des Merkblattes wird auch vollständig die Bestimmung der äquivalenten Biegezugfestigkeit angegeben. Hier soll nur eine Zusammenfassung dargestellt werden.

Zunächst muss der Beitrag der Fasern zur Energieabsorptionsfähigkeit D_{fl}^f in Nmm am maßgebenden Arbeitsvermögen D_{fl} durch Integration gemäß Bild 4.3 ermittelt werden. Hierbei muss zwischen Verformungsbereich I und II unterschieden werden (vgl. Tabelle 4.1).

Zur Durchbiegung δ_I gehörig ermittelt werden:

$$F_{eq,I} = \frac{D_{fl,I}^f}{0,5 \text{ mm}} \quad [\text{N}] \quad (4.4)$$

$$f_{eq,I} = \frac{F_{eq,I} \cdot l}{b \cdot h^2} = 1200 \frac{D_{fl,I}^f}{b \cdot h^2} \quad [\text{N}/\text{mm}^2] \quad (4.5)$$

mit: $b = 150 \text{ mm}$ und $h = 150 \text{ mm}$ (für Normalbeton)

Zur Durchbiegung δ_{II} gehörig ermittelt werden:

$$F_{eq,II} = \frac{D_{fl,II}^f}{3,0 \text{ mm}} \quad [\text{N}] \quad (4.6)$$

$$f_{eq,II} = \frac{F_{eq,II} \cdot l}{b \cdot h^2} = 200 \frac{D_{fl,II}^f}{b \cdot h^2} \quad [\text{N}/\text{mm}^2] \quad (4.7)$$

mit: $b = 150 \text{ mm}$ und $h = 150 \text{ mm}$ (für Normalbeton)

Hieraus lassen sich wie schon zuvor die mittlere äquivalente Biegezugfestigkeit $f_{eqm,i}$, welche als Grundlage zur Einstufung in die Faserbetonklassen dient, und der charakteristische Wert der äquivalenten Biegezugfestigkeit $f_{eqk,i}$ ermitteln zu:

$$f_{eqm,i} = f_{eqms,i} - \frac{s_{s,i} \cdot t_{10,(n-1)}}{\sqrt{n}} \quad (4.8)$$

$$f_{eqk,i} = f_{eqm,i} - 1,645 \cdot s_{m,i} \quad (4.9)$$

mit: $f_{eqms,i}$... mittlere äquivalente Biegezugfestigkeit der Serie für den Verformungsbereich i
 $s_{s,i}$... Standardabweichung der Serie für den Verformungsbereich i
 $s_{m,i}$... mittlere Standardabweichung der Grundgesamtheit
 $t_{10,(n-1)}$... Wert der Student-Verteilung an der 10%-Fraktile
 n ... Anzahl der Proben der Serie

4.2.2.3 Zentrische Zugfestigkeit

Aus der Biegezugfestigkeit lässt sich durch Umrechnen die zentrische Zugfestigkeit ermitteln. Hierbei gilt näherungsweise:

$$f_{ct,ax} = f_{ct,fl}^f / k_d \quad (4.10)$$

mit: $f_{ct,ax}$... zentrische Zugfestigkeit
 $f_{ct,fl}^f$... Biegezugfestigkeit für Maximallast F_u

$$k_d = 1,6 - d \geq 1,0 \quad \dots \quad \text{Höhenbeiwert mit } d \text{ in [m] (reiner Stahlfaserbeton: } d = h)$$

Aus den äquivalenten Biegezugfestigkeiten ermitteln sich die entsprechenden äquivalenten Zugfestigkeiten für die Einstufung in die Faserbetonklassen nach Tabelle 4.2 zu:

$$f_{eq,ctm,I} = 0,45 \cdot f_{eqm,I} \quad (4.11)$$

$$f_{eq,ctm,II} = 0,37 \cdot f_{eqm,II} \quad (4.12)$$

Die charakteristischen Werte der äquivalenten Zugfestigkeit $f_{eq,ctk,i}$ können Tabelle 4.2 entnommen werden. Falls $f_{eq,ctk,II}$ größer als $f_{eq,ctk,I}$ ist, gilt:

$$f_{eq,ctk,II} = f_{eq,ctk,I} \quad (4.13)$$

Tabelle 4.2: Faserbetonklassen für Stahlfaserbeton mit zugehörigen Festigkeitskennwerten
 Table 4.2: Concrete categories for fibre reinforced concrete with accompanying strength values [DBV (2001)]

Faserbetonklasse	Ergebnisse der Biegeversuchsauswertung für die Verformungsbereiche I oder II gemäß Gleichung (4.11) und (4.12)	Charakteristischer Wert der äquivalenten Zugfestigkeit für: Verformungsbereich I: $f_{eq,ctk,I}$ [N/mm ²] oder Verformungsbereich II: $f_{eq,ctk,II}$ [N/mm ²]
0 ^{a)}	< 0,4	0
0,4 ^{b)}	$0,4 \leq f_{eq,ctm,i} < 0,6$	0,4
0,6	$0,6 \leq f_{eq,ctm,i} < 0,8$	$\kappa_v \cdot 0,6$
0,8	$0,8 \leq f_{eq,ctm,i} < 1,0$	$\kappa_v \cdot 0,8$
1,0	$1,0 \leq f_{eq,ctm,i} < 1,2$	$\kappa_v \cdot 1,0$
1,2	$1,2 \leq f_{eq,ctm,i} < 1,4$	$\kappa_v \cdot 1,2$
1,4	$1,4 \leq f_{eq,ctm,i} < 1,6$	$\kappa_v \cdot 1,4$
1,6	$1,6 \leq f_{eq,ctm,i} < 1,8$	$\kappa_v \cdot 1,6$
1,8	$1,8 \leq f_{eq,ctm,i} < 2,0$	$\kappa_v \cdot 1,8$
2,0	$2,0 \leq f_{eq,ctm,i}$	$\kappa_v \cdot 2,0$

^{a)} im Grenzzustand der Tragfähigkeit nur zulässig für Bauteile mit niedrigem Gefährdungspotential

^{b)} nur für flächenhafte Bauteile

In Tabelle 4.2 bedeutet:

$$\kappa_v \dots \text{Beiwert zur Berücksichtigung des Variationskoeffizienten } v_i = s_{m,i} / f_{eqm,i} \quad (4.14)$$

mit: $s_{m,i}$... Standardabweichung der Grundgesamtheit

$f_{eqm,i}$... Mittelwert der äquivalenten Biegezugfestigkeit

$$\text{Für flächenhafte Bauteile mit } b > 5 h \text{ gilt: } \kappa_v = 1,0 \quad (4.15)$$

$$\text{Für stabförmige Bauteile mit } b \leq 5 h \text{ gilt: } \kappa_v = 1 - 1,645 \cdot v_i \quad (4.16)$$

Es gelten also unterschiedliche äquivalente Zugfestigkeiten für stabförmige und für flächenartige Bauteile. Die Angabe der Faserbetonklasse ist wie im folgenden Beispiel geregelt:

C30/37 F1,0/0,8 XC2

mit: C30/37 ... gewählte Druckfestigkeitsklasse des Betons nach DIN 1045-1 (2001-07)

F1,0/0,8 ... Stahlfaserbeton der Faserbetonklasse F1,0 für Verformungsbereich I /
Stahlfaserbeton der Faserbetonklasse F0,8 für Verformungsbereich II

XC2 ... maßgebende Expositionsklasse gemäß DIN 1045-1 (2001-07), Tab. 3

4.2.3 Bemessungskonzept

Der Bemessungswert der äquivalenten Zugfestigkeit $f_{eq,ctd,i}$ ergibt sich zu:

$$f_{eq,ctd,i} = f_{eq,ctk,i} \cdot \alpha_c^f \cdot \alpha_{sys} / \gamma_{ct}^f \quad (4.17)$$

mit: α_c^f ... Beiwert zur Berücksichtigung des Dauerstandsverhaltens

$\alpha_c^f = 0,85$ für Normalbeton

α_{sys} ... Beiwert zur Berücksichtigung der geometrischen Abweichungen zwischen
Bauwerk und Probekörper

$\alpha_{sys} = 1,0$ für Bauteildicke kleiner 150 mm

$\alpha_{sys} = 0,8$ für Bauteildicke größer 600 mm

dazwischen wird linear interpoliert

γ_{ct}^f ... Sicherheitsbeiwert gemäß Tabelle 4.3 bzw. Abschnitt 6.2 bis 6.4 des DBV-
Merkblattes

Tabelle 4.3: Teilsicherheitsbeiwerte für Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit

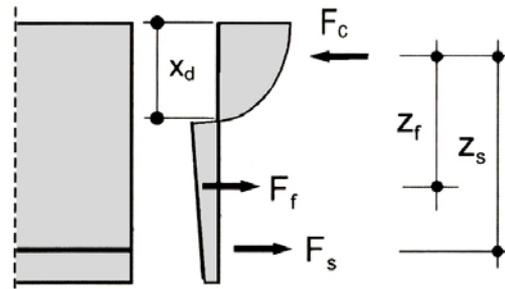
Table 4.3: Partial safety factors for the ultimate limit state

Teilsicherheitsbeiwert für	Stahlfaserbeton	Stahlfaserbeton mit Stabbe- wehrung
Stahlfaserbeton – gerissener Zustand γ_{ct}^f ¹⁾	1,25	1,25
Stahlfaserbeton – ungerissener Zustand γ_{ct}^f ²⁾	1,8	---
Systemwiderstand bei nichtlinearer Berech- nung γ_R ³⁾	1,4	$1,3 + \frac{0,1 F_f}{F_f + F_s}$ bzw. 1,35 (ohne Nachweis)

¹⁾ mindestens Faserbetonklasse F0,6 (F0,4) im Verformungsbereich II

²⁾ nach DIN 1045-1 (2001-07), Abschn. 5.3.3 (8) zur Bemessung unbewehrter Bauteile

³⁾ Erläuterung von F_f und F_s : siehe Bild 4.4

Bild 4.4: Traganteil der Stahlfasern F_f und der Stabbewehrung F_s [DBV (2001)]Fig. 4.4: Internal forces of the fibres F_f and the reinforcement bars F_s

Bei der Ermittlung der Sicherheitsfaktoren muss zunächst zwischen Bauteilen, die dem Baurecht unterliegen, Bauteilen, die dem Wasserrecht unterliegen, und solchen mit niedrigem Gefährdungspotential unterschieden werden. Für die Wärmespeicher sind primär die baurechtlichen Anforderungen entscheidend, eine wassergefährdende Wirkung geht von dem Inhalt, der ja selbst Wasser ist, nicht aus.

Die Schnittgrößen können grundsätzlich auf 4 verschiedene Arten bestimmt werden:

- Linear-elastische Berechnung
- Linear-elastische Berechnung mit Umlagerung
- Nichtlineare Verfahren
- Verfahren nach der Plastizitätstheorie

Die einzelnen Anwendungskriterien können Abschnitt 7 des DBV-Merkblattes entnommen werden. Es soll jedoch auf zwei Dinge hingewiesen werden: Bei den nichtlinearen Verfahren gilt die Tragfähigkeit als erreicht, wenn in einem beliebigen Querschnitt die konventionelle Bewehrung die Bruchdehnung erreicht, die kritische Betondehnung (Druck oder Zug) überschritten wird, eine Rissbreite von $w_u = l_f / 20 \leq 3 \text{ mm}$ erreicht wird oder ein Stabilitätsproblem auftritt. Verfahren nach der Plastizitätstheorie dürfen nur für Bauteile mit niedrigem Gefährdungspotential unbeschränkt angewendet werden. Für die Wärmespeicher ist eine Anwendung hinsichtlich der zu garantierenden Dichtigkeit ohnehin nicht erstrebenswert.

Das DBV-Merkblatt gibt sowohl für die Schnittgrößenermittlung (Bild 4.5) als auch für die Querschnittsbemessung (Bild 4.5 bzw. 4.6) anzusetzende Spannungs-Dehnungsbeziehungen vor. Bild 4.6 bildet dabei einen zulässigen näherungsweise Ansatz. Schaubild 4.5 ist offensichtlich für die Zugzone von biegebeanspruchten Bauteilen gedacht und nicht für zentrische Zugbelastungen ausgelegt. Dies wird an der Verwendung der Biegezugfestigkeit $f_{ctk,fl}^f$ zur Ermittlung der Maximalspannung deutlich. Allerdings muss hier besonders bedacht werden, welche Biegezugfestigkeit verwendet wird. Die Verwendung von $f_{ctk,fl}^f$ nach Gl. (4.3) ist i.a. nicht richtig, da die Versuche gemäß DBV-Merkblatt auf einer Probenhöhe von 150 mm beruhen. Aufgrund des auftretenden Maßstabeffekts ist es nach unserer Auffassung nötig, diesen Wert mit einem Höhenfaktor zu versehen oder die Biegezugfestigkeit direkt an Proben mit einer Bauteilhöhe gemäß des realen Bauwerks zu ermitteln. Dies belegt auch die im DBV-Merkblatt angegebene, bauteilhöhenabhängige Näherungslösung:

$$f_{ctk,fl}^f = 0,21 \cdot k_d \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (4.18)$$

mit: $k_d = 1,6 - d \geq 1,0 \dots$ Höhenbeiwert, d in [m] (reiner Stahlfaserbeton $d = h$)

$f_{ck} \dots$ Betondruckfestigkeit

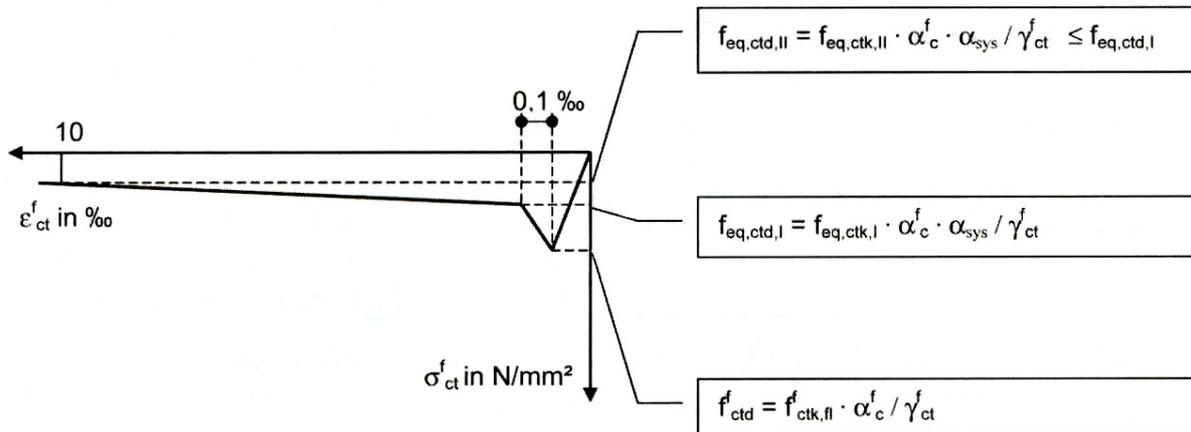


Bild 4.5: Spannungs-Dehnungslinie des Stahlfaserbetons im gezogenen Bereich für die Schnittgrößenermittlung bzw. Querschnittsbemessung [DBV (2001)]

Fig. 4.5: Stress-strain-relation for the fibre reinforced concrete in the tensile area for the calculation of the action effects resp. the design of the cross section

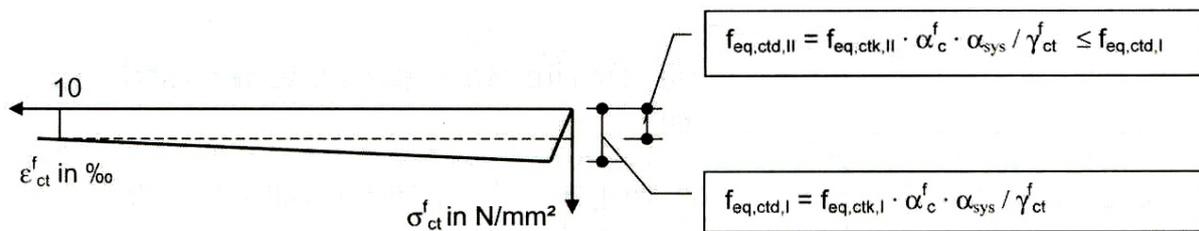


Bild 4.6: Bilineare Spannungs-Dehnungslinie des Stahlfaserbetons im gezogenen Bereich für die Querschnittsbemessung [DBV (2001)]

Fig. 4.6: Bilinear stress-strain-relation for the fibre reinforced concrete in the tensile area for the design of the cross section

Es wird also ein verschmiertes Spannungs-Dehnungs-Modell verwendet und nicht beispielsweise die Spannung über der Rissbreite abgetragen. Die Dehnungen in der Zugzone werden im Allgemeinen auf $\epsilon_s = \epsilon_{ct}^f = 10 \text{ ‰}$ begrenzt. Bestimmt man die zugehörigen Festigkeitswerte aus Biegeversuchen gemäß Abschnitt 4.2.2 bei einer Durchbiegung von 3,5 mm, so sind sogar Dehnungen in der Zugzone bis $\epsilon_s = \epsilon_{ct}^f = 25 \text{ ‰}$ zulässig. Die maximale Rissbreite im Grenzzustand der Tragfähigkeit beträgt:

$$w_u = l_f / 20 \leq 3 \text{ mm} \quad (l_f \dots \text{Faserlänge}) \tag{4.19}$$

Dies soll eine ausreichende Verankerung der Stahlfasern sicherstellen. Für statisch unbestimmte Konstruktionen ohne Stabbewehrung finden sich weitere Anweisungen zur Ermittlung der Rissbreite in Abschnitt 8.2.1 des DBV-Merkblattes.

Bei der Bestimmung der Querschnittstragfähigkeit (Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit) wird vom Ebenbleiben der Querschnitte ausgegangen. Die anzunehmenden Spannungs- bzw. Dehnungsverläufe sind in Bild 4.7 wiedergegeben. Beinhaltet der Stahlfaserbetonquerschnitt auch keine zusätzliche schlaife Bewehrung, so müssen die Querschnittshöhe und -breite für die Bemessung doch um eine Ausfallschicht Δh in Abhängigkeit von der Ex-

positionsklasse reduziert werden. Die einzelnen Werte für Δh können Tabelle 8.2 des DBV-Merkblattes entnommen werden.

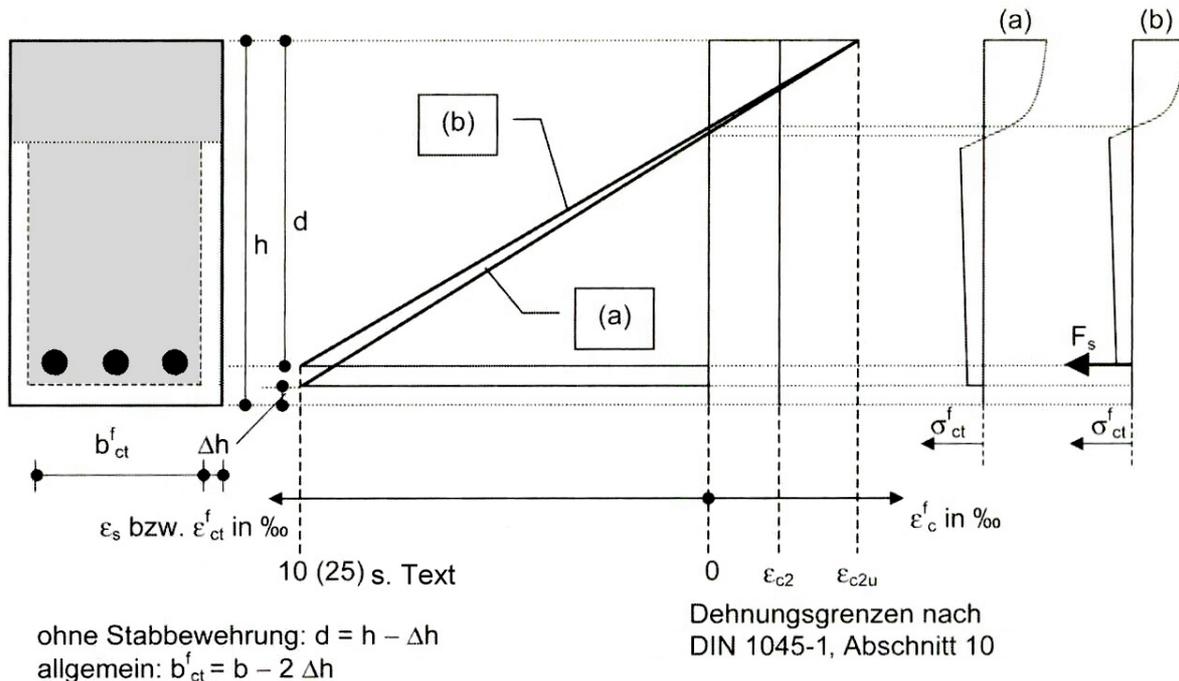


Bild 4.7: Ermittlung der Spannungen bzw. Dehnungen für Stahlfaserbeton

(a) ohne Stabbewehrung

(b) mit Stabbewehrung

[DBV (2001)]

Fig. 4.7: Determination of the stresses resp. strains for fibre reinforced concrete

(a) without reinforcement bars

(b) with reinforcement bars

Die Fasern dürfen für einen Querkrafttragfähigkeitsnachweis angesetzt werden. Bei einer Anrechnung der Stahlfaserwirkung auf die Torsionstragfähigkeit kann eine Mitwirkung des Stahlfaserbetons bei der Aufnahme von Biegemomenten nicht in Ansatz gebracht werden. Die ausführlichen Bemessungsgrundlagen für Querkraft und Torsion finden sich neben dem Nachweis für Durchstanzen in den Abschnitten 8.2.2 bis 8.2.4 des DBV – Merkblattes. Für die Schalen der Wärmespeicher sind sie weniger interessant. Darüber hinaus muss ein Nachweis örtlich verminderter Faserwirkung geführt werden (Abschnitt 8.4). Dabei wird der Rechenwert der Zugfestigkeit mittels eines Beiwertes κ abgemindert, welcher von der Art der Faserzugabe, dem Mischertyp und der Größe der gezogenen Querschnittsfläche abhängt.

Mit den Nachweisen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sollen wie bei Normalbeton auch die Spannungen (Tabelle 4.4), Rissbreiten und Verformungen begrenzt werden. Ein Nachweis der Rissbreitenbeschränkung ist in folgenden Fällen möglich:

- Die Fasern reichen als Mindestbewehrung aus (reiner Stahlfaserbeton).
- Im statischen System bzw. Querschnitt sind bei reinem Stahlfaserbeton Schnittgrößen- bzw. Spannungsumlagerungen möglich.
- Es herrschen Drucknormalkräfte (eventuell aus Vorspannung), die die Rissbreite in der Zugzone begrenzen.
- Einbau zusätzlicher Stabstahlbewehrung zur Faserbewehrung.

Tabelle 4.4: Spannungsbegrenzungen für den Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit [DBV (2001)]

Table 4.4: Limitation of stresses under serviceability conditions

Spannungsbegrenzung bei Einwirkungskombination nach DIN 1045-1 (2001-07), Abschnitt 11.1 für	Stahlfaserbeton (ungerissener Zustand)	Tragwirkung der Stahlfasern (gerissener Zustand)
Stahlfaserbeton Zug	$0,8 \cdot k_d \cdot f_{eq,ctk}^{1)}$	$0,8 \cdot f_{eqk,i}$
Stahlfaserbeton Zug (nur Zwanganteil)	$1,0 \cdot k_d \cdot f_{eq,ctk}^{1)}$	$1,0 \cdot f_{eqk,i}$

¹⁾ $k_d = 1,6 - d$ bei Biegezug (Biegung mit Normalkraft) mit d nach Bild 4.7
 $k_d = 1,0$ bei zentrischem Zug (Normalkraft)

4.2.4 Allgemeine konstruktive Regeln

In dem DBV-Merkblatt sind in Abschnitt 9 eine Reihe konstruktiver Regeln angegeben. Die folgenden sind u.a. interessant für die Verwendung von Wärmespeichern, sowohl für die Betonbauteile selber als auch für lokal bewehrte Fugen zwischen Fertigteilen (Konstruktionsgedanke für einen kostengünstigen Wärmespeicher, s. Abschnitt 3.3) bzw. Arbeitsfugen:

- Die Stahlfaserwirkung darf als ein äquivalenter Bewehrungsgehalt bei der Ermittlung der Mindestbewehrung angesetzt werden.
- Soll zusätzlich Stabstahlbewehrung eingelegt werden, so muss bei dem Mindestabstand der Zulagestäbe nicht nur das Größtkorn, sondern auch die verwendete Faserlänge berücksichtigt werden.
- Sollen Schnittkräfte über Arbeitsfugen hinweg übertragen werden, so sind zusätzliche Bewehrungen aus Stabstahl einzulegen. Es wird zwar nicht explizit in dem DBV-Merkblatt erwähnt, aber Ähnliches muss dann auch für Fugen zwischen Fertigteilen gelten.
- Stoßen der Stabbewehrung ist ohne zusätzliche Querbewehrung möglich, dabei sollte u.a. der Stababstand $\leq 5 d_s$ (d_s ... Stabdurchmesser) sein. Solche Stöße kommen auch in den Fugen gemäß Abschnitt 3.3 vor.

4.3 Recommandations provisoires „Bétons fibrés à ultra-hautes performances“ [AFGC, SETRA (2002)]

4.3.1 Einleitende Bemerkungen

Im Januar 2002 haben die Association Française de Génie Civil (AFGC) und der Service d'études techniques des routes et autoroutes (SETRA) die erste vorläufige Richtlinie für ultrahochfesten faserbewehrten Feinkornbeton UHFB herausgegeben. Die französischen Produkte BSI („Béton Spécial Industriel“) von Eiffage bzw. Ductal[®] inkl. BPR von Bouygues, Lafarge und Rhodia sind weltweit zwei der ersten industriell hergestellten und vertriebenen ultrahochfesten Betone. Die Richtlinie stützt sich im Wesentlichen auf Erfahrungen mit diesen Produkten. Die angeführten Beispiele beruhen auf denselbigen. Ductal[®] wurde auch in den in diesem Bericht vorgestellten Versuchen verwendet und soll für Wärmespeicher aus UHFB angewendet werden. In den Recommendations [AFGC, SETRA (2002)] wird UHFB als Material mit einer Zementmatrix und einer charakteristischen Druckfestigkeit größer 150 MPa (eventuell sind 250 MPa erreichbar) definiert, welches Stahlfasern enthält, um ein duktileres Verhalten bei Zug zu erhalten und wenn möglich auf schlaffe Bewehrung verzichten zu können. Es kann auch Polymerfasern enthalten. Weit gespannte Balken sollen beispielsweise nach Möglichkeit gegen die Biegemomente und zugehörigen („Haupt“-)Zugspannungen vorgespannt werden. Die „sekundären“ Zugspannungen sollen vom UHFB getragen werden.

Die Recommendations gliedern sich in 3 Teile:

- Mechanische Eigenschaften von UHFB wie Festigkeiten inklusive Prüfung fertiger Produkte, Mischen und Einbringen von UHFB
- Bemessungsverfahren
- Dauerhaftigkeit von UHFB

4.3.2 Mechanische Eigenschaften von UHFB

4.3.2.1 Wärmebehandlung

Unter Wärmebehandlung versteht man hier eine Lagerung der Betonbauteile bei etwa 90°C nachdem der Beton abgebunden ist. Oft wird die Wärmebehandlung durch Dampf ergänzt. Die hauptsächlichen Vorteile der Wärmebehandlung sind:

- Der UHFB erhärtet schneller und erreicht somit schneller seine Druck- und Zugfestigkeit. Es muss nicht 28 Tage gewartet werden. Bei Ductal[®] sind die Druck- und Zugfestigkeit nach der Wärmebehandlung etwa 10% höher als die 28-Tage-Festigkeit bei Wasserlagerung. [AFGC, SETRA (2002)]
- Nachträgliches Schwinden und Kriechen wird deutlich reduziert, wenn die Behandlung abgeschlossen ist. Bei Ductal[®] ist nach der Wärmebehandlung kein Schwinden mehr messbar; der Kriechbeiwert sinkt von 0,8 auf 0,2. [AFGC, SETRA (2002)]
- Die Dauerhaftigkeit wird verbessert.

4.3.2.2 Druckfestigkeit

Die Druckfestigkeit wird an Zylindern $\varnothing 70 \times 140$ mm oder $\varnothing 110 \times 220$ mm bestimmt. Der Versuch soll kraftkontrolliert durchgeführt werden. Der charakteristische Wert der Druckfestigkeit f_{ck} wird mit den gleichen Methoden wie für Normalbeton bestimmt. Für UHFB liegt die Druckfestigkeit bei über 150 MPa. Die Oberfläche muss für den Versuch sorgfältig geschliffen werden. Sollten nichtlineare Knick- / Beulberechnungen notwendig sein, so sollte ein verformungsgesteuerter Versuch durchgeführt werden, um das Post-peak-Verhalten zu bestimmen.

Für Biegung im Grenzzustand der Tragfähigkeit wird ein linear elastisches Gesetz mit Fließplateau angewandt. Das Fließplateau beginnt bei einer Maximalspannung von $0,85 f_{ck} / \theta \gamma_b$.

4.3.2.3 Zugfestigkeit

4.3.2.3.1 Allgemeines

Ein Beispiel für das Zugtragverhalten von UHFB ist in Bild 4.8 wiedergegeben.

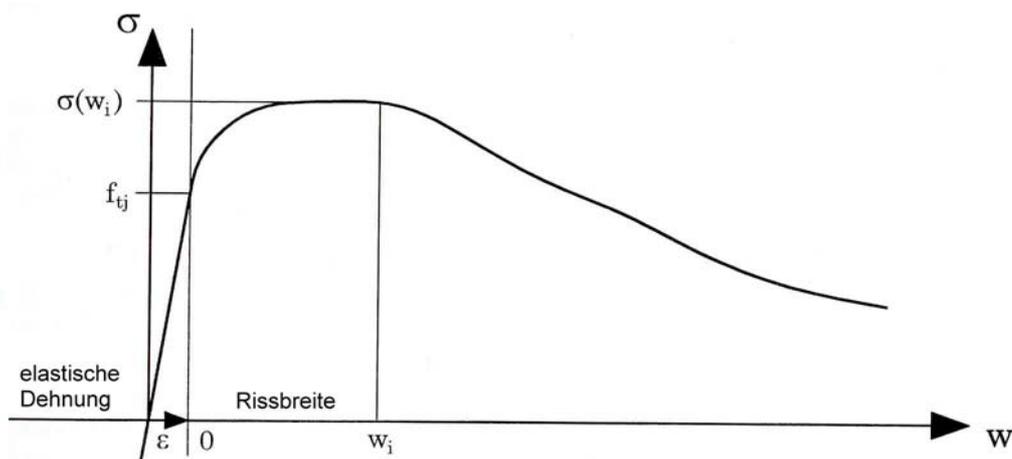


Bild 4.8: Beispiel des Zugtragverhaltens eines UHFB (Fall eines sich verfestigenden Materials) [AFGC, SETRA (2002)]

Fig. 4.8: Example of tensile constitutive law of a UHPC (case of a strain-hardening material)

Das Zugtragverhalten wird bestimmt durch das elastische Verhalten bis zur Zugfestigkeit der Zementmatrix f_{tj} und das Nachrissverhalten, welches durch die Zugfestigkeit des Kompositmaterials nachdem die Matrix gerissen ist festgelegt wird.

Die Streuung der Zugfestigkeit der Matrix ist sehr gering. Jedoch kann der Faseranteil der Zugfestigkeit stark streuen. Fasern können sich beispielsweise durch die Fließrichtung während des Betonierens, in der Nähe der Schalung oder gelegentlich durch die Schwerkraft in eine bestimmte Richtung bevorzugt ausrichten. Dies muss bei der Auswertung von Versuchen ebenso wie bei der späteren Bemessung berücksichtigt werden, da es zu unterschiedlichen Zugfestigkeiten führt. Deshalb befasst sich die Richtlinie nicht nur mit zentrischem und Biegezug, sondern unterscheidet bei den Versuchen auch zwischen dünnen bzw. dicken Platten, Balken und Schalen. Damit soll eine eigentliche Zugfestigkeit angegeben werden, die nicht von den Prüfkörpern oder Testarten abhängt. Es gibt Korrekturfaktoren bzw. Umrechnungsfaktoren für jede Versuchsart.

4.3.2.3.2 Zentrische Zugfestigkeit

Die Versuchsdurchführung erfolgt gemäß AFREM (1995). Die Probekörper sind hierbei Zylinder aus Beton bzw. UHFB, welche in Stahlbecher eingeklebt werden. Die optimale Schlankheit des Versuchskörpers ist 1, wobei das Minimum für die Höhe zweimal Faserlänge beträgt. Hintergrund ist eine möglichst gute Ausnutzung der Verankerung der Faser. Grundsätzlich kommen gekerbte (Bild 4.9) und ungekerbte Probekörper in Frage. Bei den gekerbten Proben wird die Kerbe in Probenmitte eingesägt; die Höhe beträgt 2 mm, die Tiefe 10-15% des Durchmessers. Der Versuch mit eingekerbter Probe wird weggesteuert durchgeführt; bei ungekerbten Proben soll der Versuch über die Geschwindigkeit der Lastaufbringung reguliert werden.

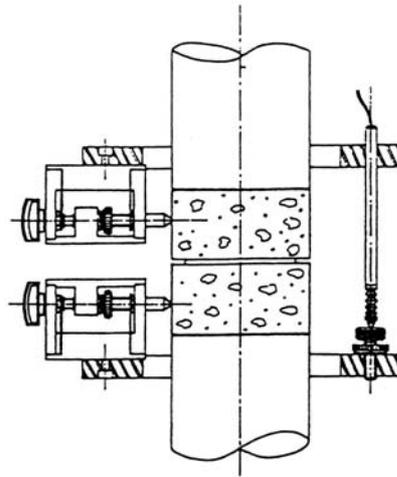


Bild 4.9: Einrichtung für den zentrischen Zugversuch mit gekerbter Probe [AFREM (1995)]
Fig. 4.9: Test rig for the axial tensile test with notched specimen

Allerdings ist dieses Prüfverfahren gemäß AFGC, SETRA (2002) unvorteilhaft und die Ergebnisse nicht unbedingt repräsentativ für das Materialverhalten in einem Tragwerk. Gekerbte Proben führen zu einer starken Lokalisierung und man erhält eine breite Streuung an Ergebnissen. Das in den Recommendations angegebene Beispiel basiert nicht auf zylinderförmigen Prüfkörpern, sondern auf Prismen.

4.3.2.3.3 Biegezugfestigkeit

Gemäß den Interim Recommendations kommen 2 Versuchstypen in Frage. Zum einen 4-Punkt-Biegeversuche zur Ermittlung der Zugfestigkeit gefolgt von einer Korrektur bezüglich des Maßstabeffekts; zum anderen 3-Punkt-Biegeversuche an gekerbten Probekörpern (Kerbtiefe mind. 10% der Prismenhöhe; Breite etwa 2mm), um den Beitrag der Fasern als Bewehrung eines gerissenen Querschnitts zu ermitteln.

Als Versuchskörper werden Prismen mit quadratischem Querschnitt und einer Länge, die 4 mal die Querschnittshöhe beträgt, verwendet. Explizit angegeben sind Prismen mit den Abmessungen 70·70·280 mm, 100·100·400 mm, 140·140·560 mm und 200·200·800 mm. Die Wahl der Prismengröße hängt von den Faserabmessungen und dem Typ des Tragelements, das charakterisiert werden soll, ab.

Sowohl bei den ungekerbten wie bei den gekerbten Probekörpern beträgt der Abstand zwischen den Auflagern dreimal Prismenhöhe (Bild 4.10).

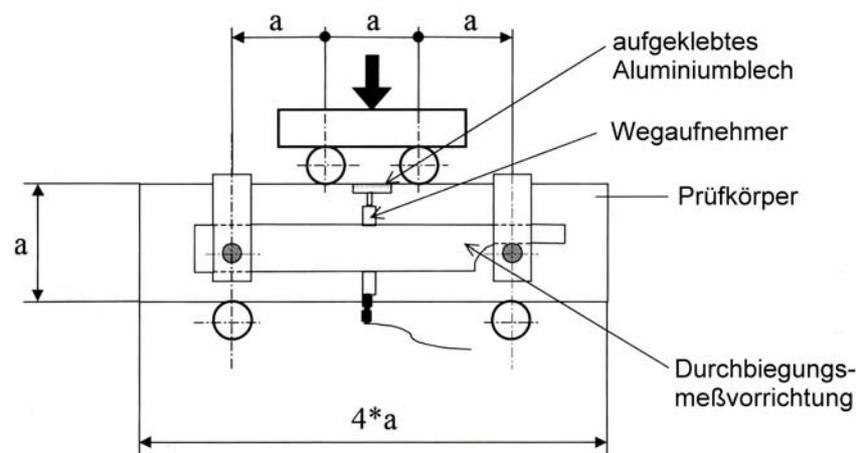


Bild 4.10: Messeinrichtung für 4-Punkt-Biegeversuch [AFGC, SETRA (2002)]

Fig. 4.10: Principle for measuring with 4-point-flexural test

Bei den ungekerbten Prismen erfolgt die Messung analog Bild 4.10. Bei den gekerbten Probekörpern muss ein Wegaufnehmer an der unteren Faser über die Kerbe hinweg angebracht werden. Die Tests sollen durchgeführt werden bis eine bestimmte Durchbiegung erreicht ist (s. Tabelle 4.5).

Tabelle 4.5: Maximal zu messende Durchbiegung in den Versuchen [AFGC, SETRA (2002)]

Table 4.5: Maximum deflection to be measured in tests

Prismenabmessungen [mm]	Maximal zu messende Durchbiegung [mm]
70 · 70 · 280	2
100 · 100 · 400	2,5
140 · 140 · 560	3
200 · 200 · 800	3,5

Es sind mindestens 6 Versuche durchzuführen, um einen statistisch aussagekräftigen Mittelwert zu erhalten.

Aus den Biegezugversuchen lässt sich die zentrische Zugfestigkeit $R_t = f_{ct}$ wie folgt ermitteln:

$$R_t = R_{fl} \cdot \frac{2 \cdot \left(\frac{h}{h_0}\right)^{0,7}}{1 + 2 \cdot \left(\frac{h}{h_0}\right)^{0,7}} \quad (4.20)$$

mit: $h_0 = 100 \text{ mm}$

h ... Prismenhöhe [mm]

R_{fl} ... Randspannung bei Biegerissbildung (Elastizitätsgrenze) [MPa]

4.3.2.3.4 Dünne bzw. schlanke Platten

Dünne Platten sind definiert als Bauteile, für deren Dicke e gilt:

- $e \leq 3 L_f$ mit: $L_f \dots$ Faserlänge (4.21)

- $\frac{L}{e} \geq 50$ mit: $L \dots$ Spannweite der Platte (4.22)

Der zugehörige Versuch ist ein 4-Punkt-Biegeversuch. Die Versuchskörper (Bild 4.11) haben die gleiche Dicke e wie das reale Bauteil, die Länge beträgt 20 mal Dicke e , die Breite ist größer als die achtfache Faserlänge L_f .

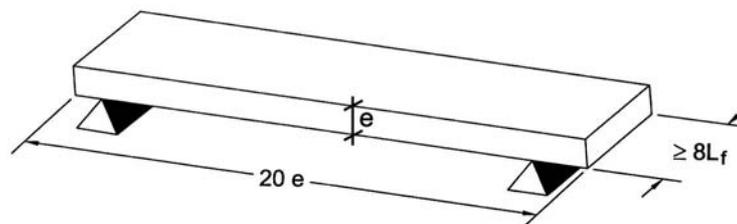
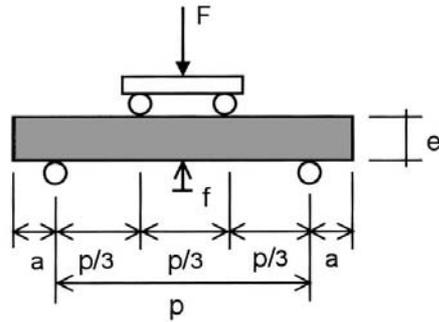


Bild 4.11: Dünne Platten: Definition des Versuchskörpers [AFGC, SETRA (2002)]

Fig. 4.11: Thin slabs: definition of the specimen

Der Versuch wird weggesteuert durchgeführt. Es soll eine Kraft-Mittendurchbiegungs-Beziehung aufgezeichnet werden, aus welcher eine Spannungs-Dehnungs-Beziehung abgeleitet werden kann. Der Versuchsaufbau ist in Bild 4.12a dargestellt. Aufgrund der geringen Dicke und des Betoniervorganges ist davon auszugehen, dass die Fasern ausgerichtet werden. Es kann deshalb erwartet werden, dass die Festigkeit im gerissenen Zustand in Abhängigkeit von der Test- bzw. Betonierrichtung (stehende oder liegende Platte, etc.) variiert (Anisotropie). Entsprechend des Betoniervorganges im endgültigen Bauwerk sollen auch die Versuchskörper bereits stehend oder liegend gefertigt werden. Um unterschiedliche Faserausrichtungen innerhalb der Plattenebene zu erfassen, müssen insgesamt 4 Platten hergestellt werden, aus denen in 2 Fällen in eine Plattenhaupttrichtung (X – Richtung) jeweils 3 Versuchskörper herausgeschnitten werden. Aus den beiden anderen Platten sollen ebenfalls insgesamt 6 Versuchskörper in Y-Richtung herausgeschnitten werden (Bild 4.12b).

Anhand der Messergebnisse lässt sich die Momenten-Durchbiegungs-Beziehung aufstellen (Bild 4.13). Mittels der deutlich sichtbaren Elastizitätsgrenze lässt sich sowohl der E-Modul als auch die zur Elastizitätsgrenze gehörige Spannung f_{ij} (vgl. Bild 4.8) bestimmen. f_{ij} ist die Zugfestigkeit der UHFB-Matrix.

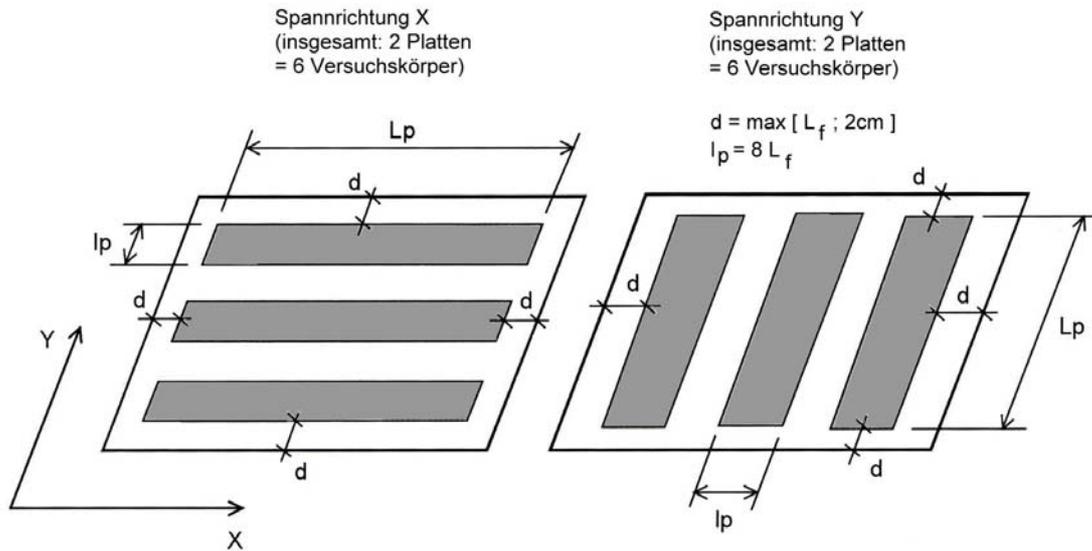


$$a = \max [e/2 ; 3\text{cm}]$$

$$p = Lp - 2a$$

$$Lp = \min [20 e ; 60\text{cm}]$$

a) Versuchseinrichtung
Test rig



b) Herstellung der Versuchskörper
Production of specimens

Bild 4.12: Versuchsdurchführung [AFGC, SETRA 2002]

Fig. 4.12: Test procedure

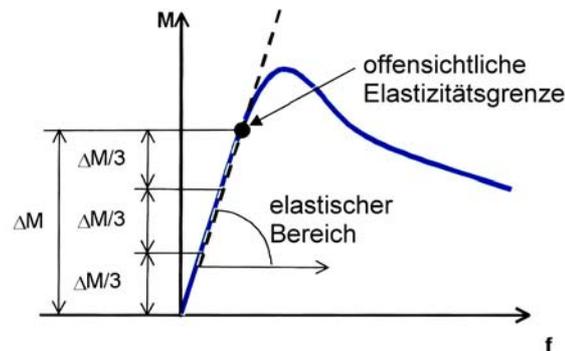


Bild 4.13: Momenten-Durchbiegungs-Beziehung [AFGC, SETRA (2002)]

Fig. 4.13: Moment-deflection-relation

Mit dem so gewonnenen Wert für f_{tj} lässt sich ein Großteil der Spannungs-Dehnungs-Beziehung bereits darstellen (s. Bild 4.14a). Es fehlen nur noch die Bruchdehnung ε_u und die Bruchspannung f_{tuj} . Die Bruchdehnung wird in den Recommendations festgelegt auf:

$$\varepsilon_u = 10 \text{ ‰} \quad (4.23)$$

Die Bruchspannung f_{tuj} erhält man mittels Iterationen. Im gerissenen Querschnitt soll sich eine Spannungsverteilung gemäß Bild 4.14b einstellen. Die Iterationen sind solange durchzuführen bis man ein Moment gleich dem maximal im Versuch gemessenen Moment erhält.

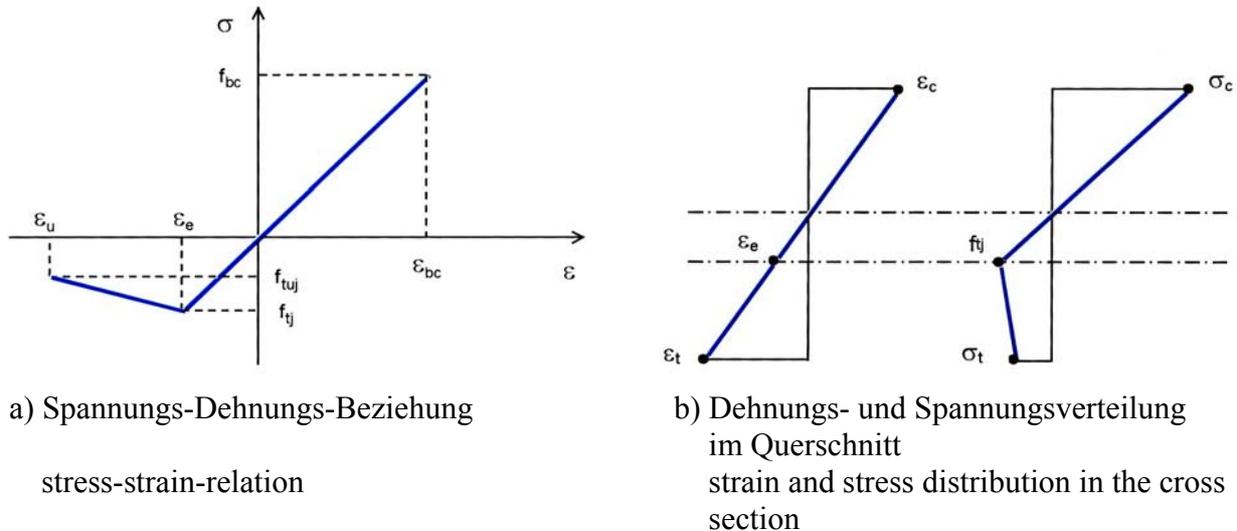


Bild 4.14: Spannungen und Dehnungen im UHFB-Querschnitt [AFGC, SETRA (2002)]

Fig. 4.14: Stresses and strains in the UHPC cross section

4.3.2.3.5 Dicke Platten

Dicke Platten sind definiert als Bauteile, für deren Dicke e gilt:

- $e > 3 L_f$ mit: $L_f \dots$ Faserlänge (4.24)

- $\frac{L}{e} \geq 10$ mit: $L \dots$ Spannweite der Platte (4.25)

Es können 3 Testarten angewandt werden:

- Weggesteuerter 3-Punkt-Biegeversuch an gekerbtem Prisma mit Mittendurchbiegungsmessung zur Ermittlung einer Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung. Dieser Versuch liefert unvorteilhafte Ergebnisse.
- Zentrische Zugversuche an gekerbten, gesägten, prismatischen oder zylindrischen Versuchskörpern, welche größeren Prismen entnommen wurden.
- Zentrische Zugversuche an ungekerbten Versuchskörpern. Dieser Test liefert nur für sehr kleine Rissbreiten zuverlässige Ergebnisse.

Es sollen mindestens 6 Versuchskörper getestet werden.

Die Größe der vorgeschlagenen Versuchsprismen hängt von der Faserlänge L_f ab:

- $L_f \leq 15$ mm: Prisma $70 \cdot 70 \cdot 280$ mm
- $15 < L_f \leq 20$ mm: Prisma $100 \cdot 100 \cdot 400$ mm
- $20 < L_f \leq 25$ mm: Prisma $140 \cdot 140 \cdot 560$ mm
- $L_f > 25$ mm: Breite $> 5 L_f$
Höhe $> 5 L_f$ oder gleich der Dicke des Bauteils (falls bekannt)
Länge = 4 x Höhe

4.3.2.3.6 Balken

Die Abmessungen für die Versuchskörper sind dieselben, die auch bei den dicken Platten (Abschnitt 4.3.2.3.5) vorgeschlagen wurden, sofern die Form des real einzubauenden Balkens nicht bekannt ist. Ansonsten soll diese berücksichtigt werden. Bei der Herstellung soll eine einseitige Ausrichtung der Fasern vermieden werden. Um Effekte an der Unterseite zu vermeiden, soll das Versuchsprisma für den Test um 90° gegenüber der Ausgangsposition gedreht werden. Das Prisma soll gekerbt sein. Es handelt sich um einen 3-Punkt-Biegeversuch.

Untersucht werden soll insbesondere eine Nachrissspannungs-Rissbreiten-Beziehung. Diese Beziehung soll bezüglich Maßstabeffekten und Abweichungen gegenüber dem realen Bauwerk korrigiert werden.

Die zentrische Zugfestigkeit f_{ij} stellt die Elastizitätsgrenze dar. Sie wird in einem 4-Punkt-Biegeversuch an einem ungekerbten Prisma bestimmt (vgl. Abschnitt 4.3.2.3.3). Aus beiden Ergebnissen zusammen lässt sich eine Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung für UHFB ermitteln (Bild 4.15).

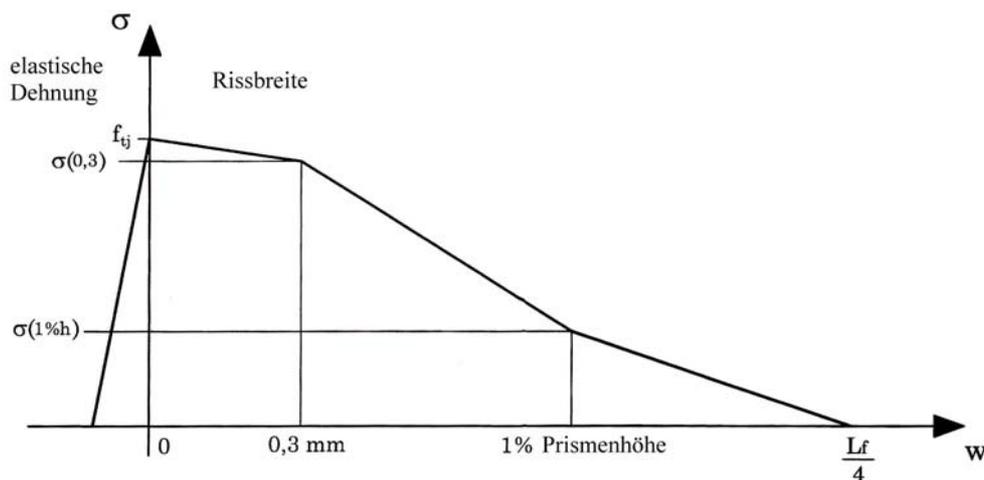


Bild 4.15: Spannungs-Rissbreiten-Beziehung [AFGC, SETRA (2002)]

Fig. 4.15: Stress-crack width-relation

4.3.2.3.7 Schalen

Schalen werden in den Recommendations nicht als neue Strukturtypen behandelt. Für dicke Schalen werden wie für Balken Prismen als Versuchskörper verwendet. Dünne Schalen werden wie dünne Platten bemessen.

4.3.2.4 E-Modul

Es gibt keine einfache Formel zur Berechnung des E-Moduls. Für einfache Vorbemessungen darf ein E-Modul von 55 GPa angenommen werden. Für detailliertere Untersuchungen müssen Versuche durchgeführt werden.

4.3.2.5 Querdehnzahl

Wenn kein anderer Wert ermittelt werden kann, so darf eine Querdehnzahl $\nu = 0,2$ berücksichtigt werden. Im Anhang 7 von AFGC, SETRA (2002) sind einige Werte angegeben.

4.3.2.6 Wärmedehnzahl

Wenn kein anderer Wert ermittelt werden kann, so darf eine Wärmedehnzahl von $1,1 \cdot 10^{-5} \frac{1}{K}$ angesetzt werden. Im Anhang 7 von AFGC, SETRA (2002) sind einige Werte angegeben.

4.3.2.7 Kriechen und Schwinden

Bei UHFB ist das Schwinden größtenteils autogenes Schwinden. Nach einer Wärmebehandlung zeigt UHFB kein Schwinden mehr.

Wenn bei der Vorbemessung kein besserer Wert bekannt ist, darf ein Wert von 550 $\mu\text{m}/\text{m}$ angesetzt werden.

Das Kriechen wird durch eine Wärmebehandlung deutlich reduziert. Für einen nicht wärmebehandelten UHFB kann eine Langzeitkriechzahl $\Phi = 0,8$ angesetzt werden, für einen wärmebehandelten gilt in etwa $\Phi = 0,2$.

Für die Langzeitfestigkeit ist ein Faktor von 0,85 zulässig.

4.3.3 Bemessungsgrundlagen

4.3.3.1 Allgemeines

Die Bemessung baut auf den französischen Normen BPEL (1999) und BAEL (1999) auf. In den Recommendations werden nur die Abweichungen gegenüber diesen Normen angegeben. Die Berechnungen können entweder auf Grundlage einer Spannungs-Rissbreiten-Beziehung gemäß AFREM (1995) oder auf Grundlage einer Spannungs-Dehnungs-Beziehung durchgeführt werden.

Die angegebenen Bemessungsregeln setzen eine isotrope Faserverteilung voraus. Ist eine solche aufgrund von Geometrien oder Betoniervorgängen nicht gegeben, so muss ein „Orientierungskoeffizient“ $1/K$ berücksichtigt werden. Er variiert u.a. auch je nachdem, ob es sich um eine lokale oder globale Betrachtung handelt.

Werden zum realen Bauwerk vergleichbare Versuchskörper hergestellt, so kann der Faktor K mit einem Wert größer 1 von ihnen abgeleitet werden. Liegen solche Versuchsergebnisse nicht vor, so kann bei einer Vorbemessung ein Wert $K = 1,25$ für alle Lasten, außer lokalen Effekten bzw. $K = 1,75$ für lokale Effekte angesetzt werden.

Für faserbewehrten Beton unter Zugbelastung wurden die folgenden Teilsicherheitsbeiwerte festgelegt:

- $\gamma_{bf} = 1,3$... für normale, kombinierte Lasteinwirkungen
- $\gamma_{bf} = 1,05$... für Katastrophenlastfälle

4.3.3.2 Normalkraft und Spannungs-Dehnungs-Beziehung

Um die Spannungs-Rissbreiten-Beziehung zwecks Rechenvereinfachung in eine Spannungs-Dehnungs-Beziehung (verschmiertes Modell) überführen zu können, ist folgende Umrechnung zulässig:

$$\varepsilon = \frac{f_{tj}}{E_{ij}} + \frac{w}{l_c} \quad (4.26)$$

mit: ε ... Dehnung

f_{tj} ... Zugfestigkeit der UHFB-Matrix; Elastizitätsgrenze

E_{ij} ... E-Modul

w ... Rissbreite

l_c ... charakteristische Länge ($l_c = 2/3 h$ für Rechteck- und T-Querschnitte)

Für die Bemessung von Standardquerschnitten gilt die Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte; in ungerissenen Querschnitten wird elastisches Materialverhalten angenommen.

Die Kennwerte für die Spannungs-Dehnungs-Beziehung (Bild 4.16) werden gemäß der Versuche in Abschnitt 4.3.2 ermittelt. Die Spannung, die zu einer Rissbreite 0,3 mm gehört, $\sigma(w_{0,3})$, wird als Grundlage für die Faserzugfestigkeit verwendet. Die Versuchsergebnisse müssen gegebenenfalls noch mit dem Faktor $1/K$ korrigiert werden. K ist dabei entweder der globale Orientierungsfaktor der Fasern oder ein Korrekturfaktor für lokale Effekte.

In Bild 4.16 gilt:

- $\varepsilon_e = \frac{f_{tj}}{E_{ij}}$... Elastizitätsgrenze (4.27)

- $\varepsilon_{0,3} = \frac{w_{0,3}}{l_c} + \frac{f_{tj}}{E_{ij}}$, mit: $w_{0,3} = 0,3 \text{ mm}$ (4.28)

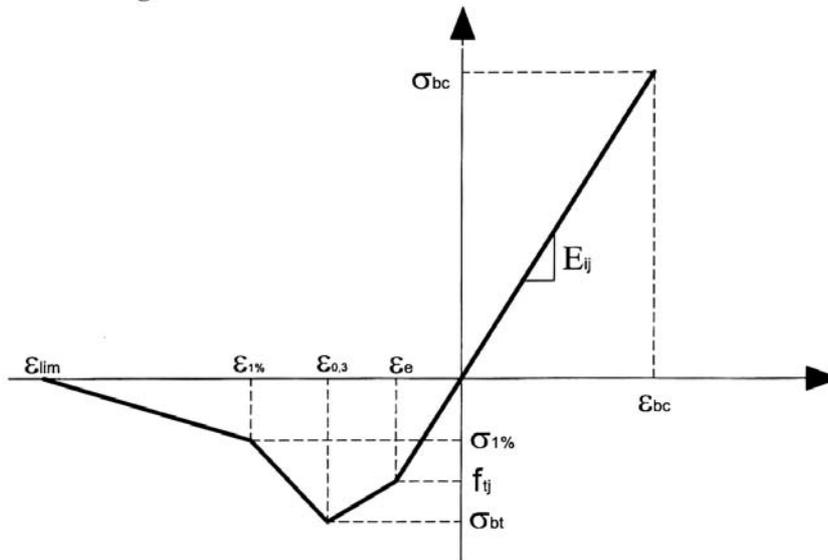
- $\varepsilon_{1\%} = \frac{w_{1\%}}{l_c} + \frac{f_{tj}}{E_{ij}}$, mit: $w_{1\%} = 0,01 H$ (H ... Höhe des Biegeversuchsprismas) (4.29)

- $\varepsilon_{lim} = \frac{l_f}{4l_c}$, mit: l_f ... Faserlänge; l_c ... charakteristische Länge (i.a.: $l_c = 2/3 h$) (4.30)

- $\sigma_{bc} = 0,6 f_{cj}$, mit: f_{cj} ... Betondruckfestigkeit; j ... Alter in Tagen (4.31)

- $\sigma_{bt} = \frac{\sigma(w_{0,3})}{K}$ und $\sigma_{1\%} = \frac{\sigma(w_{1\%})}{K}$ (4.32)

- *Strain hardening law :*



- *Strain softening law :*

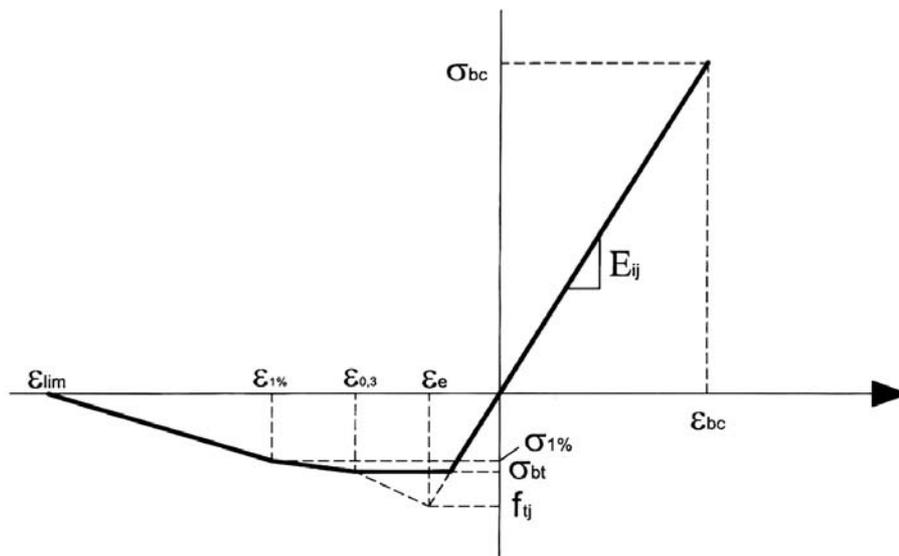


Bild 4.16: Charakteristische Spannungs-Dehnungs-Beziehung für UHFB
 Fig. 4.16: Characteristic stress-strain-relation for UHPC [AFGC, SETRA (2002)]

Die Betondruckspannung ist zu begrenzen auf:

- $0,50 f_{ck}$ unter quasi-ständigen Lasten
- $0,60 f_{ck}$ bei seltenen und häufigen Lastkombinationen
- $0,60 f_{cj}$ während des Bauzustands, reduziert auf $0,55 f_{cj}$, falls j kleiner als 3 Tage ist; bei Fertigteilproduktion zusammen mit Überwachung ist $0,60 f_{cj}$ bis $2/3 f_{cj}$ zulässig.

Sind Teile der Ermüdungsgefahr ausgesetzt, so ist die Zugspannung zu begrenzen auf:

- $\min(\sigma_{bt}; f_{t28})$ für häufige Kombinationen
- $\min(\sigma_{bt}; f_{tj})$ während des Bauzustands, in Bereichen, die unter Gebrauch Zug erfahren

In vielen Fällen ist die Rissbreite zu begrenzen sofern keine schlaffe Bewehrung eingebaut wird. Für die Klasse 4 gemäß Abschnitt 6.1,25, BPEL (1999) gilt z.B.:

- $w \leq 0,3$ mm für normale Rissbildung
- $w \leq 0,2$ mm für schädliche Rissbildung
- $w \leq 0,1$ mm für sehr schädliche Rissbildung

Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit gilt, dass sofern der Vertrag keine nichtlineare Berechnung verlangt, die Belastungen für die gesamte Struktur mit einem linear-elastischen Modell berechnet werden.

Bemessung unter Ansatz von Fließgelenken ist nur erlaubt, wenn die schlaffe oder Spannbewehrung in der Lage ist, die Zugkräfte aufzunehmen, wenn der Beitrag der Fasern überschritten ist. Eine nichtlineare Bemessung ist jedoch möglich.

Es sind auch vereinfachte Annahmen möglich, aber die eigentlich anzusetzende Spannungs-Dehnungs-Beziehung im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) ist in Bild 4.17 gegeben.

Hier werden die folgenden Grenzen angesetzt:

- $\epsilon_u = 3 \text{ ‰}$... Bruchdehnung (Druck) (4.33)

- $\epsilon_{u0,3} = \frac{w_{0,3}}{l_c} + \frac{f_{tj}}{\gamma_{bf} E_{ij}}$, mit: $w_{0,3} = 0,3$ mm (4.34)

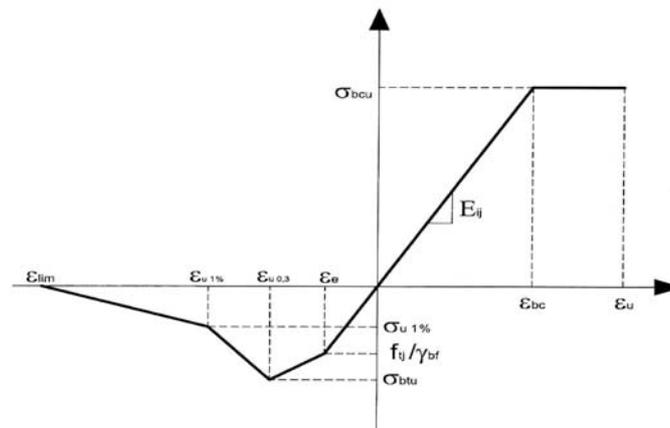
- $\epsilon_{u1\%} = \frac{w_{1\%}}{l_c} + \frac{f_{tj}}{\gamma_{bf} E_{ij}}$, mit: $w_{1\%} = 0,01 H$ (H ... Höhe des Biegeversuchsprismas) (4.35)

- $\epsilon_{lim} = \frac{l_f}{4l_c}$, mit: l_f ... Faserlänge; l_c ... charakteristische Länge (4.36)

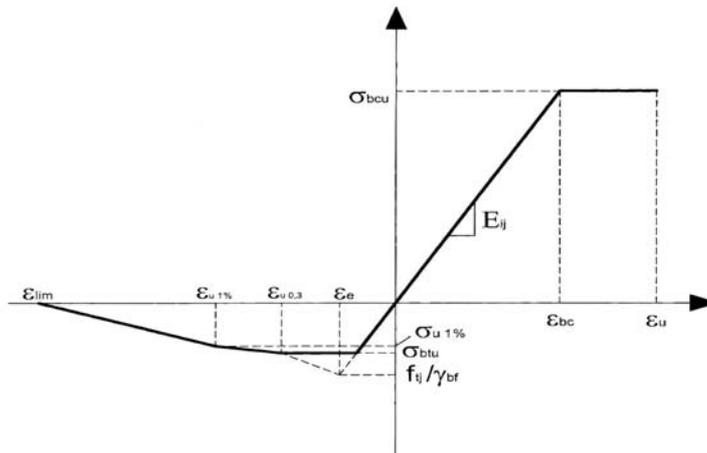
- $\sigma_{bcu} = \frac{0,85}{\theta \gamma_b} f_{cj}$ mit: f_{cj} ... Betondruckfestigkeit; j ... Alter in Tagen (4.37)

- $\sigma_{btu} = \frac{\sigma(w_{0,3})}{K \gamma_{bf}}$ und $\sigma_{u1\%} = \frac{\sigma(w_{1\%})}{K \gamma_{bf}}$ (4.38)

- *Strain hardening law:*



- *Strain softening law :*



Es gelten folgende Grenzen:

- $\epsilon_u = 3 \text{ ‰}$
- $\epsilon_{u,0.3} = \frac{w_{0.3}}{l_c} + \frac{f_{tj}}{\gamma_{bf} E_{ij}}$, mit $w_{0.3} = 0.3 \text{ mm}$

Bild 4.17: Spannungs-Dehnungs-Beziehung für UHFB im Grenzzustand der Tragfähigkeit
 Fig. 4.17: Stress-strain-relation for UHPC for ultimate limit state [AFGC, SETRA (2002)]

4.3.3.3 Querkraft und Torsion

Querkraft und Torsion werden in Abschnitt 2.3 von AFGC, SETRA (2002) behandelt. Sie sind für die Bemessung der Wärmespeicher weniger interessant als Biegung und Normalkraft. Deshalb sollen hier nur ein paar Anmerkungen getroffen werden.

Bei der Ermittlung einer möglicherweise nötigen Bügelbewehrung infolge Querkraft werden 3 lastabtragende Anteile berücksichtigt: Querkrafttragfähigkeit des Betons, der Bewehrung und der Fasern. Die Bruchquerkraft V_u setzt sich so folgendermaßen zusammen:

$$V_u = V_{Rb} + V_a + V_f \quad (4.39)$$

mit: V_{Rb} ... Betonanteil

V_a ... Bewehrungsanteil

V_f ... Faseranteil

Der Faseranteil setzt sich hierbei folgendermaßen zusammen:

$$V_f = \frac{S \cdot \sigma_p}{\gamma_{bf} \cdot \tan \beta_u} \quad (4.40)$$

mit: σ_p ... Restzugfestigkeit: $\sigma_p = \frac{1}{K} \frac{1}{w_{lim}} \int_0^{w_{lim}} \sigma(w) dw$

mit: K ... Orientierungskoeffizient der Fasern

$w_{lim} = \max(w_u ; 0,3 \text{ mm})$, wobei $w_u = l_c \cdot \epsilon_u$ und l_c ... charakt. Länge

$\sigma(w)$... charakteristische Nachrisszugfestigkeit für die Rissbreite w (im Versuch ermittelt)

S ... Fläche mit Faserwirkung:

$S = 0,9 b_0 \cdot d$ bzw. $b_0 \cdot z$ für Rechtecks- oder T-Querschnitte

$S = 0,8 \cdot (0,9 d)^2$ bzw. $0,8 z^2$ für Kreisquerschnitte

γ_{bf} ... Teilsicherheitsbeiwert für Faserbeton unter Zugbelastung (s. Abschnitt 4.3.3.1)

β_u ... Druckstrebenneigung

Bei der Ermittlung der notwendigen Bügelbewehrung infolge Torsion dürfen ebenfalls die Fasern berücksichtigt werden. In einem Balken beispielsweise treten dabei noch Längszugkräfte auf. Diese müssen ausgeglichen werden durch:

- Druckspannungen infolge Biegung oder Längsvorspannung, oder:
- zusätzliche schlaffe oder Vorspannbewehrung, oder:
- einen höheren Fasergehalt

4.3.3.4 Konzentrierte Lasten

Anmerkungen hierzu finden sich in Abschnitt 2.4 von AFGC, SETRA (2002). Für die Wärmespeicher ist diese Thematik von geringerem Interesse.

4.4 DAfStb-Sachstandsbericht „Ultrahochfester Beton“

4.4.1 Allgemeines

2004 soll ein DAfStb-Sachstandsbericht zum Thema „ultrahochfester Beton“ veröffentlicht werden, der sich im Abstand 7 mit der Bemessung und Konstruktion von Bauwerken aus UHFB beschäftigt [Reineck, Greiner et al. (2004)]. Grundlage für diesen Abschnitt bilden die deutschen Richtlinien zu Stahlfaserbeton und die französischen Recommendations von AFGC, SETRA (2002), die teilweise in den vorangegangenen Abschnitten behandelt wurden. Hier sollen also nur noch ergänzende Überlegungen des Sachstandsberichts wiedergegeben werden.

4.4.2 Festigkeiten bzw. Bemessungswerte

4.4.2.1 Bemessungswert der Druckfestigkeit

Bei der Ermittlung der Druckfestigkeit sollten die Form (Zylinder, Würfel oder Prismen) und die Abmessungen der Prüfkörper in Abhängigkeit vom Größtkorndurchmesser der Zuschläge festgelegt werden. Weiterhin sollte berücksichtigt werden, ob der Beton Fasern enthält.

Für die nachfolgenden Bemessungsgrundlagen wird vorgeschlagen von Prüfkörpern der Schlankheit 1:2 auszugehen und je nach Größtkorndurchmesser der Zuschläge folgende Abmessungen vorzusehen:

- Zylinder Ø 70 mm für Feinkornbetone ohne Fasern;
- Zylinder Ø 100 mm oder 110 mm für Feinkornbetone mit Fasern und Grobkornbetone bis 8 mm Größtkorn mit oder ohne Fasern;
- Zylinder Ø 150 mm für Grobkornbetone mit Größtkorn größer 8 mm mit oder ohne Fasern.

An diesen Versuchskörpern wird die charakteristische Druckfestigkeit f_{ck} bestimmt, d.h. es sind keine Umrechnungsfaktoren wegen der unterschiedlichen Prüfkörperabmessungen nötig. Bei Normalbeton und hochfestem Beton wird in DIN 1045-1 (2001) bei der Festlegung des Bemessungswertes $f_{cd} = 0,85 f_{ck} / \gamma_c$ der einachsigen Druckfestigkeit der Unterschied zwischen Prisma und Zylinder mit dem Faktor 0,95 und der Dauerstandeinfluss mit ca. 0,90 berücksichtigt. In den französischen Normen, z.B. BAEL 91 révisé 99 (1999), wird zusätzlich noch ein Beiwert θ zur Berücksichtigung der Belastungsdauer eingeführt:

$$\sigma_{bcu} = \frac{0,85}{\theta \gamma_b} f_{cj} \quad (4.41)$$

mit: f_{cj} = Betondruckfestigkeit

j = Alter in Tagen

θ = 1,0 für eine Belastung länger als 24 h
 = 0,90 für eine Belastungsdauer zwischen 1 h und 24 h
 = 0,85 für eine Belastungsdauer kürzer als 1 h

γ_b = Teilsicherheitsbeiwert für Beton ($\gamma_b = 1,5$ für normale Lastkombinationen;
 $\gamma_b = 1,15$ für außergewöhnliche Bemessungssituation)

Diese Definition wird in AFGC / SETRA (2002) unverändert auch für UHFB übernommen. Da aber in den deutschen Normen i.A. eine solche Unterscheidung nicht berücksichtigt wird, wird hier auch darauf verzichtet, eine solch genaue Unterscheidung für UHFB zu treffen.

Ein faserbewehrter UHFB weist gegenüber NB und HFB nach DIN 1045-1 ein deutlich anderes Verformungsverhalten bei Kurzzeitbeanspruchung auf. Bis zum Erreichen der Höchstlast treten nur sehr geringe Abweichungen vom linear-elastischen Verhalten auf, und die Elastizitätsgrenze liegt bei ca. 75-85% der Höchstlast. Bei der Höchstlast ist kein Plateau festzustellen, und der abfallende Ast ist nahezu linear.

Untersuchungen mit unterschiedlicher Verformungsgeschwindigkeit bis hin zur Dauerstandsbelastung liegen nicht vor. Beim Dauerstandsverhalten von UHFB ist jedoch wegen der geringeren Kriechmaße ein geringerer Dauerstandseinfluss als der o.a. Faktor 0,90 bei NB zu erwarten.

Für UHFB liegen auch noch keine abschließenden Ergebnisse zum Einfluss der Prüfkörperschlankheit vor, und die bisher vorliegenden Daten sind widersprüchlich, so dass der o.a. Faktor 0,95 beibehalten wird.

Es wird deshalb auf der sicheren Seite liegend der Bemessungswert der DIN 1045-1 auch für UHFB beibehalten. Es wird dabei also immer der Dauerstandseinfluss mit dem Faktor 0,90 berücksichtigt und der Bemessungswert nicht von der Belastungsdauer abhängig gemacht, wie in Gl.(4.41). Es sei noch darauf hingewiesen, dass im prEN 1992-1-1 (Dez. 2003) eine andere Definition empfohlen wird, bei der statt 0,85 (als α_{cc} definiert) der Wert $\alpha_{cc} = 1,00$ empfohlen wird.

Der Sicherheitsbeiwert γ_c in DIN 1045-1 muss ab den Festigkeitsklassen C55/67 mit folgendem Faktor vergrößert werden:

$$\gamma_c = 1 / (1,1 - f_{ck}/500) \geq 1,00 \quad (4.42)$$

so dass der Bemessungswert für HFB lautet:

$$f_{cd} = 0,85 f_{ck} / (\gamma_c \cdot \gamma_c) \quad (4.43)$$

Dies bedeutet für die höchste Betonklasse C100/115 eine zusätzliche Abminderung mit dem Faktor 1,11. Diese Abminderung wird in DIN 1045-1 mit der größeren Streuung der Materialeigenschaften begründet. Im DAfStb-Heft 525 (2003) wird jedoch zusätzlich noch auf die Empfindlichkeit gegenüber Abweichungen bei der Rezeptur sowie auf das sprödere Versagen hochfester Betone hingewiesen.

Würde man diesen Sicherheitsbeiwert unverändert für UHFB übernehmen, dann würde sich ein Abminderungsfaktor von $\gamma_c = 1,429$ für einen C200 ergeben; dies erscheint jedoch unbegründet angesichts der umfangreichen Qualitätssicherung bei UHFB. Andererseits treffen die im DAfStb Heft 525 genannten Begründungen weiterhin auf UHFB zu, bzw. ist UHFB noch spröder als HFB, so dass ein völliger Verzicht auf γ_c nicht gerechtfertigt erscheint. Es wird deshalb vorsichtshalber vorgeschlagen, die o.a. Gl.(4.43) für UHFB ohne Fasern weiterhin zu verwenden, aber bei C150 zu begrenzen:

$$\gamma_c = 1 / (1,1 - f_{ck}/500) \quad \text{mit} \quad 1,0 \leq \gamma_c \leq 1,25 \quad (4.44)$$

Der Faktor von $\gamma_c = 1,25$ ergibt sich bei $f_{ck} = 150$ MPa.

Dieser Vorschlag nach Gl.(4.44) für γ_c beruht auf den o.a. Begründungen, aber er ist auch als Vorsichtsmaßnahme wegen mangelnder Erfahrungen zu werten, und nach entsprechend vielen baupraktischen Erfahrungen können diese Werte korrigiert werden.

Für faserbewehrten UHFB oder umschnürten nicht faserbewehrten UHFB könnte man auf diesen höheren Sicherheitsbeiwert verzichten ($\gamma_c = 1,0$) oder ihn zumindest abmindern (z.B. auf den Wert $\gamma_c = 1,1$, wie er sich nach Gl.(4.42) für $f_{ck} = 100$ MPa ergibt - damit formal der Anschluss an die Regelung der DIN 1045-1 für HFB gegeben ist - oder sogar auf $\gamma_c = 1,05$).

Im Bild 4.18 sind die Bemessungswerte f_{cd} gegen f_{ck} abgetragen, um die Auswirkung der Gl. (4.42) bzw. (4.44) aufzuzeigen.

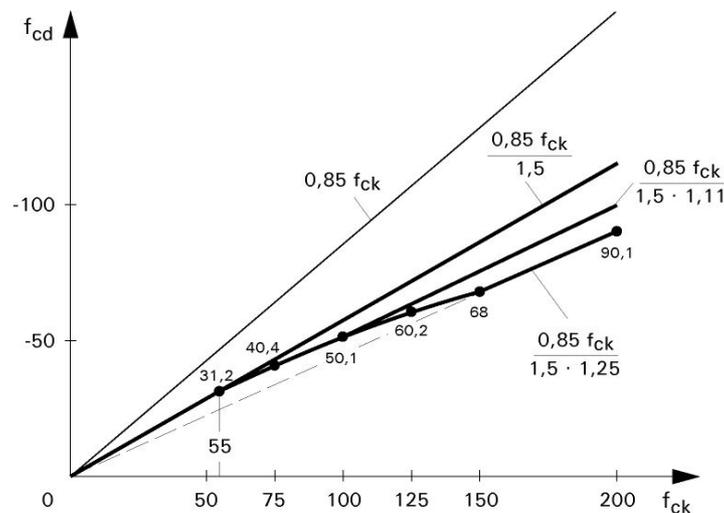


Bild 4.18: Bemessungswerte f_{cd} in Abhängigkeit von f_{ck} nach DIN 1045-1 und Vorschlag für UHFB

Fig. 4.18: Design value f_{cd} dependent on f_{ck} according to DIN 1045-1 and proposal for UHPC

4.4.2.2 Zugfestigkeit

4.4.2.2.1 Ableitung aus der Druckfestigkeit bzw. anderen Materialkennwerten

In DIN 1045-1 wird für HFB (Betone > C55/67) folgender Ansatz angegeben:

$$f_{ctm} = 2,12 \ln(1 + f_{cm}/10) \quad (4.45)$$

Alternativ kann nach Reineck (vgl. fib Bulletin 12 (2001), p. 120) auch folgende einfachere Beziehung verwendet werden, die nahezu gleiche Ergebnisse liefert:

$$f_{ctm} = 1,115 f_{ck}^{(1/3)} \quad (4.46)$$

Für UHFB (Feinkorn mit Fasern) liefert dieser Ansatz zu niedrige Werte. Durch die Fasern kann die Zugfestigkeit gesteigert werden, und bei höheren Fasergehalten liegt die Elastizitätsgrenze des UHFB über der Zugfestigkeit der reinen Betonmatrix.

Für den gerissenen Zustand ist die Zugfestigkeit von Fasergehalt, Faserorientierung, Faserzugfestigkeit und der Verbundfestigkeit zwischen Faser und Matrix abhängig, die alle nur begrenzt von der Beton- bzw. Matrixgüte abhängen. Unter der Annahme, dass die Faserzugfestigkeit hoch genug ist, schlägt Behloul (1996) folgende Gleichungen für die Spannungen vor:

- im gerissenen Querschnitt die Spannung $\sigma(w)$:

$$\sigma(w) = (1-2w/L_f)^2 (L_f/\varnothing_f) \alpha_x \rho g \tau \quad (4.47)$$

- die maximale Zugspannung $\sigma(0)$:

$$\sigma(0) = (L_f/\varnothing_f) \alpha_x \rho g \tau_{adh} \quad (4.48)$$

mit:

w = Rissbreite

L_f = Faserlänge

\varnothing_f = Faserdurchmesser

α_x = Faktor zur Faserorientierung entlang der Achse in Zugrichtung (Bei isotroper Faserverteilung gilt: $\alpha_x = 0,5$; bei allen Fasern in Zugrichtung gilt $\alpha_x = 1$)

ρ = Volumengehalt der Fasern

g = Faktor zum Erfassen der Abweichung zwischen Faserachse und Zugrichtung (Für BPR gilt $g \approx 1,2$ [Behloul (1996)]; Bernier und Behloul (1996) setzen $g = 1$ an)

τ = Verbundspannung zwischen Faser und Matrix

τ_{adh} = mittlere Verbundfestigkeit Faser – Matrix (Für BPR gilt $\tau_{adh} \approx 11,5$ MPa [Behloul (1996)])

Für einen ultrahochfesten Faserfeinkornbeton, wie z.B. BPR oder Ductal[®], ergibt sich dann die im Bild 4.19 dargestellte, vereinfachte σ - ε - bzw. σ - w -Beziehung.

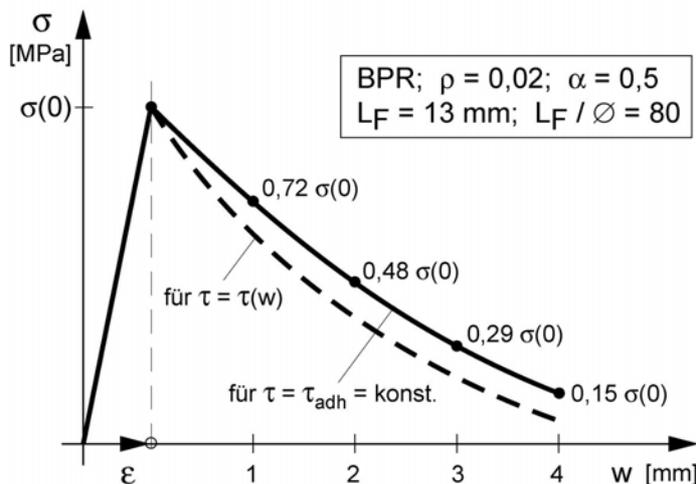


Bild 4.19: Spannungs-Rissbreiten-Beziehung für UHFB (mit Fasern) [nach: Behloul (1996)]

Fig. 4.19: Stress-crack width-relation for UHPC (with fibres)

4.4.2.2.2 Ableitung aus der Biegezugfestigkeit

Für die Bestimmung der Biegezugfestigkeit wird im Normalfall ein Standardprüfkörper wie im DBV-Merkblatt Stahlfaserbeton vorgesehen (s. Bild 4.1). Es kann aber auch ein Prüfkörper mit realen Bauteilhöhen verwendet werden. Aus der Biegezugfestigkeit am Standardprüfkörper kann dann die zentrische Zugfestigkeit hergeleitet werden. Die endgültigen Formeln liegen bislang noch nicht vor. Sie ähneln denen des DBV-Merkblattes in Gl. (4.11) und (4.12), allerdings werden die Vorfaktoren eher bei 0,37 bzw. 0,28 als bei 0,45 bzw. 0,37 liegen. Außerdem wird wohl zwischen flächigen und stabförmigen Bauteilen unterschieden.

4.4.2.3 Bemessungswert der zentrischen Zugfestigkeit

Der Bemessungswert der Betonzugfestigkeit ergibt sich in Anlehnung an die FIP Recommendations für einen faserbewehrten UHFB zu:

$$f_{ctd} = 0,85 f_{ctk} / (\gamma_{ct} \cdot \gamma_f) \quad (4.49)$$

mit $f_{ctk} = 5\%$ - Quantile der Betonzugfestigkeit (Höchstwert des elastischen σ - ϵ -Linie)

$\gamma_{ct} = 1,30$ = Sicherheitsbeiwert für Faserbeton

γ_f = Sicherheitsbeiwert zur Berücksichtigung der Faserorientierung

= 1,25 allgemein, außer lokalen Effekten

= 1,75 zur Erfassung lokaler Effekte (Fehlstellen)

Der Beiwert 0,85 soll die Abminderung infolge Dauerstandsbelastung berücksichtigen und wird von HFB übernommen entsprechend den Versuchen von Rinder (2003).

Im allgemeinen Fall liefert diese Beziehung mit $(1,30 \cdot 1,25 = 1,625)$ nahezu dem Teilsicherheitsbeiwert für den "ungerissenen Zustand" von 1,80 des DBV Merkblatts (2001) bzw. der DAfStb RiLi (2004) für Stahlfaserbeton.

Bei Nachweisen von lokalen Effekten ist kein höherer Wert als der von nichtfaserbewehrtem UHFB anzusetzen.

In der Richtlinie AFGC / SETRA (2002) wird der Bemessungswert anders definiert, und für Nachweise im gerissenen Zustand wird der Bemessungswert im abfallenden Ast bzw. als Maximalwert definiert, der bei der Rissbreite $w = 0,30$ mm ermittelt wird, vgl. Bilder 4.16 und 4.17.

4.4.3 Spannungs-Dehnungs-Linie für nichtlineare Verfahren der Schnittgrößenermittlung und für Verformungsberechnungen (Gebrauchszustand)

Im Bild 4.20 ist ein einfacher Bemessungsvorschlag für die Spannungs-Dehnungs-Beziehung von (faserbewehrtem) UHFB bei nichtlinearen Verfahren der Schnittgrößenermittlung und für Verformungsberechnungen (Gebrauchszustand) dargestellt. Der ansteigende Ast verläuft im Druck- und Zugbereich linear. Im Druckbereich sollte im Gebrauchszustand kein höherer Wert als ca. $0,5 f_{1c}$ auftreten, um nichtlineares Kriechen zu vermeiden. Der abfallende Ast im Zugbereich hängt vom Fasergehalt und der Fasergeometrie ab und wird hier vereinfachend als Gerade angenommen, was zu einem konservativen Wert für die Rissbreite w_u führt.

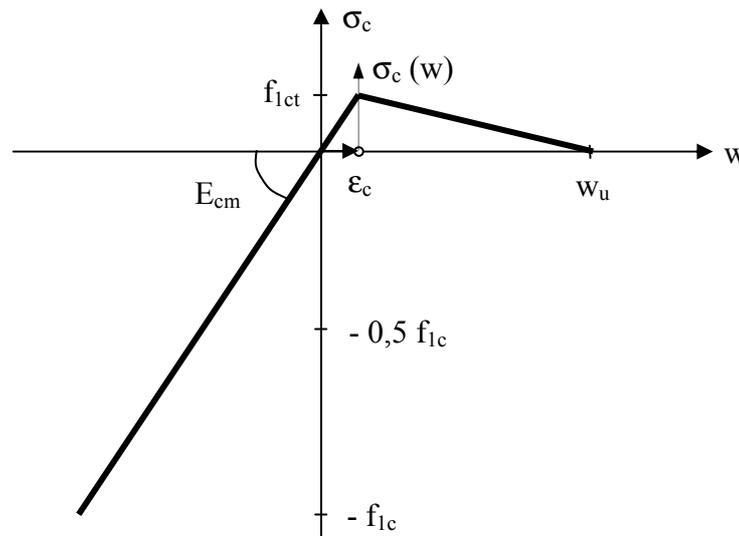


Bild 4.20: Bemessungsvorschlag für die Spannungs-Dehnungs-Beziehung von (faserbewehrtem) UHFB bei nichtlinearen Verfahren der Schnittgrößenermittlung und für Verformungsberechnungen (Gebrauchszustand)

Fig. 4.20: Design proposal for the stress-strain-relation of (fibre reinforced) UHPC for non-linear determination of the internal effects and for the serviceability limit state

4.4.4 Spannungs-Dehnungs-Linie für die Querschnittsbemessung (Tragfähigkeit)

Für die Spannungs-Dehnungs-Verteilung bei Druckbeanspruchung kann die im Bild 4.21 dargestellte Beziehung angesetzt werden, wobei für die Darstellung beispielhaft ein UHFB mit $f_{ck} = 180$ MPa gewählt wurde.

Der abfallende Ast hängt von der Faserart, vom Fasergehalt und der Fasergeometrie ab, und im Bild 4.21 ist der Bereich zwischen einem Fasergehalt von 2 % (für einen ultrahochfesten Faserfeinkornbeton) und einem Mindestfasergehalt dargestellt. Die Festlegung eines Mindestfasergehalts ist sinnvoll, um das Bemessungskonzept einfach zu halten und die Diskussion der Zuverlässigkeit der Bemessungswerte bei sehr niedrigen Fasergehalten zu vermeiden. Alternativ könnten die abfallenden Äste statt über Fasergehalte etc. über die Bruchenergie festgelegt werden, die durch einaxiale Druckversuche ermittelt werden müsste.

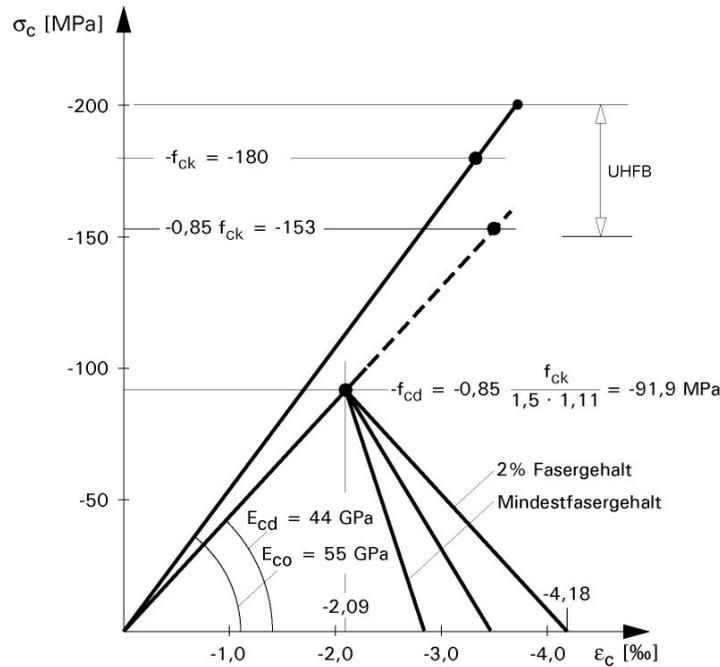


Bild 4.21: Bemessungsvorschlag für die Spannungs-Dehnungs-Verteilung bei Druckbeanspruchung von UHFB im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Fig. 4.21: Design proposal for the stress-strain-relation under compression for UHPC in the ultimate limit state

Für den Zugbereich ist ein Bemessungsvorschlag im Bild. 4.22 dargestellt, der von dem Bemessungswert nach Gl.(4.49) ausgeht. Es wird zur Vereinfachung ein linearer abfallender Ast gewählt, wie schon im Bild 4.20, wobei der Bemessungswert der maximalen Rissbreite $w_{u,d}$ kleiner als der Wert w_u im Bild 4.20 ist.

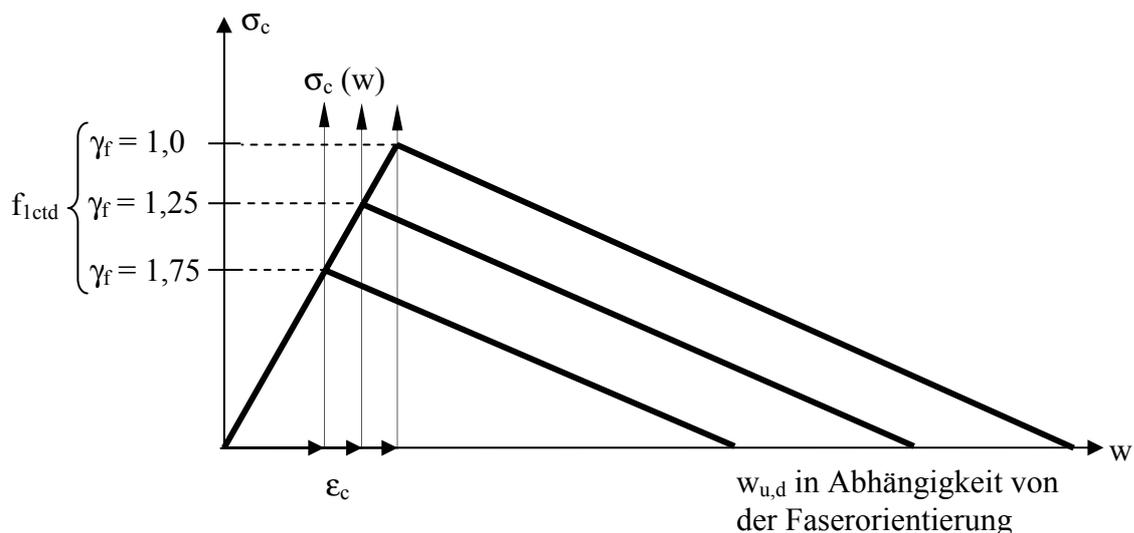


Bild 4.22: Bemessungsvorschlag für die Spannungs-Dehnungs- bzw. Spannungs-Rissbreiten-Beziehung von UHFB im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Fig. 4.22: Design proposal for the stress-strain- resp. stress-crack width-relation of UHPC in the ultimate limit state

4.5 Zusammenfassung und Anwendung auf Wärmespeicher

Im DBV-Merkblatt „Stahlfaserbeton“ [DBV (2001)] sind im Gegensatz zu den französischen Recommandations provisoires „Bétons fibrés à ultra-hautes performances“ [AFGC, SETRA (2002)] keine gesonderten Versuche zur Bestimmung der zentrischen Zugfestigkeit vorgesehen. Sie wird hier aus der Biegezugfestigkeit abgeleitet. Die französischen Recommandations sehen einen gesonderten zentrischen Zugversuch an Zylindern vor, dieser liefert aber häufig unbefriedigende Ergebnisse; das aufgeführte Beispiel gibt auch keinen Versuch an Zylindern, sondern an Prismen wieder. Bei den zentrischen Zugversuchen in Abschnitt 3.2.5 wurde hiervon abgewichen. Es wurden vielmehr Flachproben verwendet. Diese sind nach Auffassung der Autoren repräsentativer für ein Schalenträgerwerk (mögliche Faserausrichtung) wie die Wärmespeicher und können einfach getestet werden. Zudem lagen die Recommandations provisoires zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung noch nicht vor.

Gemäß DBV (2001) wird eigentlich nur ein Versuchskörper vorgesehen, von dem (meist durch den Betonlieferanten) alle Festigkeitsklassen und somit die Bemessungswerte abgeleitet werden. Hierbei handelt es sich um ein quadratisches Biegeprisma mit einer Höhe von 150 mm und einer Länge von 700 mm; die Spannweite beträgt viermal die Höhe, also 600 mm (Bild 4.1). Es handelt sich um einen 4-Punkt-Biegeversuch. Mit Hilfe eines Höhenbeiwerts soll u.a. hieraus auch die zentrische Zugfestigkeit errechnet werden.

Laut AFGC, SETRA (2002) sollen für die Biegezugversuche ebenfalls Prismen mit quadratischem Querschnitt verwendet werden. Die Prismenlänge ist hierbei gleich viermal der Höhe, und die Spannweite beträgt die dreifache Höhe (Bild 4.10). Hierbei kommen grundsätzlich 2 Versuchstypen zum Einsatz: Zum einen ein 3-Punkt-Biegeversuch an mittig gekerbten Prismen zur Ermittlung einer lokalen Spannungs-Rissbreiten-Beziehung; zum anderen ein 4-Punkt-Biegeversuch an einem ungekerbten Prisma zur Ermittlung einer verschmierten Spannungs-Dehnungs-Beziehung. Die zentrische Zugfestigkeit kann hierbei auch wieder aus der Biegezugfestigkeit hergeleitet werden. Die Versuchsprozedur ist also ähnlich dem DBV-Merkblatt „Stahlfaserbeton“ mit kleinen Unterschieden. Die Spannweite beträgt in den Recommandations nur die dreifache und nicht die vierfache Höhe, zudem lassen die Recommandations mehrere Prismenhöhen zu, nur das Verhältnis der Kantenlängen bleibt gleich; so werden dort explizit Prismenhöhen von 70, 100, 140 und 200 mm genannt. Je nach Faserlänge, Typ des Tragelements, etc. kann eine unterschiedliche Prismenhöhe gewählt werden.

Die Recommandations provisoires sind zwar erst nach den in Abschnitt 3.2.4 wiedergegebenen Versuchen veröffentlicht worden, aber in den Versuchen wurden bereits Prismenhöhen von 70, 100, 150 und 200 mm untersucht. Allerdings orientiert sich die Spannweite an den Vorgaben des DBV (2001): 4 x Prismenhöhe und nicht 3 x Prismenhöhe. Ziel der Versuche sollte es sein, einen Maßstabeffekt aufzeigen zu können. Es ist sicherlich sinnvoll, die Versuchskörperabmessungen an den späteren Bauteilabmessungen zu orientieren, da beispielsweise Faserausrichtungen entlang jeder Schalung / Bauteilbegrenzung oder in Abhängigkeit des Betonierflusses bestehen. Vom DBV (2001) wird darauf hingewiesen, dass sich für stabförmige und flächige Bauteile jeweils andere äquivalente Zugfestigkeiten ergeben. AFGC, SETRA (2002) führen explizit Sonderfälle wie dünne Platten, dicke Platten oder Balken ein. Werden genaue Untersuchungen unternommen, so können sich die Bemessungsfestigkeiten an diesen orientieren, ansonsten sind immer Koeffizienten K , die die Faserausrichtung erfassen sollen, zu verwenden.

Die maßgebenden Festigkeiten zur Festlegung einer Spannungs-Dehnungs-Beziehung werden z.T. in beiden Richtlinien unterschiedlich ermittelt. DBV (2001) ermittelt beispielsweise mit Hilfe des Arbeitsvermögens bei bestimmten Durchbiegungen eine äquivalente Biegezugfestigkeit zur Beschreibung des Nachrisszugverhaltens. Dabei handelt es sich um das mittlere aufnehmbare Biegemoment nach dem Auftreten von Rissen bezogen auf das Widerstands-

moment des ungerissenen Querschnitts. Die anzusetzenden Spannungs-Dehnungs-Beziehungen (Bild 4.5, 4.16 bzw. 4.17) weisen neben gewissen Unterschieden auch Gemeinsamkeiten auf. Während DBV (2001) beispielsweise die Zugdehnungen auf 10 ‰ begrenzt, ist diese gemäß AFGC, SETRA (2002) abhängig von der Faserlänge und der charakteristischen Länge; nur bei den dünnen Platten wird eine Bruchdehnung von 10 ‰ angegeben. Die Fasern im UHFB sind ja ebenso wie die Zuschläge meist um einiges kleiner als in normalem Faserbeton. Das grundsätzliche Materialverhalten (Entfestigung, etc.) ist aber ähnlich.

DBV (2001) gibt 2 Sicherheitsfaktoren für Faserbeton unter Zugbelastung an. Für ungerissenen Stahlfaserbeton beträgt $\gamma = 1,8$, für gerissenen Beton $\gamma = 1,25$. AFGC, SETRA (2002) macht diese Unterschiede nicht, hier wird für normale Lasteinwirkungen nur $\gamma = 1,3$ angegeben. Wahrscheinlich wird hierbei von einem gerissenen Querschnitt ausgegangen.

In beiden Richtlinien sind nichtlineare Verfahren zur Schnittgrößenermittlung zugelassen; allerdings reicht eine linear-elastische Rechnung in beiden Fällen aus. Verfahren nach der Plastizitätstheorie bzw. mit Fließgelenken dürfen nur für Bauteile mit niedrigem Gefährdungspotential bzw. wenn genügend schlaffe oder Spannbewehrung vorhanden ist angewendet werden. Deshalb beruhen die Schnittgrößenermittlungen in diesem Bericht auf linear-elastischen Verfahren. Zu große Risse sind wegen der notwendigen Wasserdichtigkeit ohnehin nicht erwünscht.

Im gerissenen Querschnitt kann von einer Spannungsverteilung analog zu Bild 4.14b ausgegangen werden.

Die Versuchsergebnisse aus Abschnitt 3 fließen neben Ergebnissen vieler anderer deutschsprachiger Forscher in den Sachstandsbericht des DAfStb zum Thema „ultrahochfester Beton“ ein, der im Jahre 2004 veröffentlicht werden soll. Der Abschnitt zur Bemessung und Konstruktion stützt sich dabei neben der DIN 1045 (2001) v.a. auf die Richtlinie von AFGC und SETRA (2002) und die deutschen Stahlfaserbetonrichtlinien von DBV (2001) bzw. DAfStb (2004). Der Sachstandsbericht liefert also Regelungen, die zum einen teilweise mit den französischen Vorschlägen übereinstimmen, zum anderen aber eine Kontinuität innerhalb der deutschen Richtlinien bzw. Normen anstreben. Mit diesen Regelungen ist es möglich, Bauteile aus UHFB zu bemessen aufgrund bekannter bzw. vom Hersteller vorgegebener Materialkennwerte. Da sich die Fasern jedoch insbesondere bei dünnen Bauteilen besonders entlang der Schalung ausrichten, ist es immer vorteilhaft, Versuche an Prüfkörpern mit realen Bauteilabmessungen durchzuführen. Damit können die Streuungen der Festigkeiten infolge der Faserausrichtung besser erfasst bzw. realistischer abgeschätzt werden. Somit können dann die Sicherheitsfaktoren für die Faserausrichtung verkleinert werden, was zu wirtschaftlicheren Bauten führt.

5 Vergleich Normalbeton, HFB und Ductal® am Beispiel Wärmespeicher Friedrichshafen

5.1 Allgemeines

Der Langzeit-Wärmespeicher in Friedrichshafen-Wiggenhausen (Bild 5.1) wies ein Volumen von 12.000 m³ (Wasservolumen: $V = 11.600 \text{ m}^3$) auf und wurde in den Jahren 1995/96 erbaut. Ausführlich wurde auf dieses Bauwerk in einem früheren Forschungsbericht von Reineck und Lichtenfels (1997) eingegangen. Damals wurde der vorgespannte Behälter aus Normalbeton hergestellt und mit einer Edelstahlinnenauskleidung zur Gewährleistung der Dichtigkeit versehen.

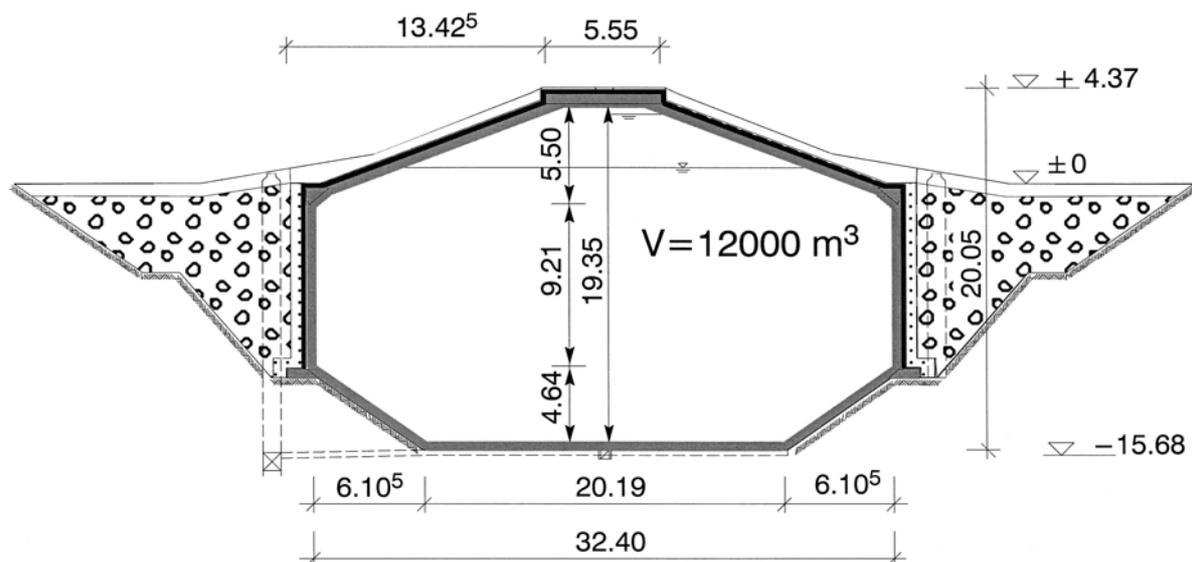


Bild 5.1: Wärmespeicher in Friedrichshafen-Wiggenhausen [Reineck, Lichtenfels (1997)]

Fig. 5.1: Hot-water tank in Friedrichshafen-Wiggenhausen

Beim Wärmespeicher in Hannover-Kronsberg [Reineck, Lichtenfels, Greiner (2000)] wurde dann hochfester Beton HFB verwendet und auf eine Edelstahlinnenauskleidung verzichtet. Allerdings fiel dieser mit einem Wasservolumen von 2.750 m³ deutlich kleiner als der Speicher in Friedrichshafen mit 12.000 m³ aus, so dass ein genauer Vergleich schwer fällt. In diesem Bericht werden nun zusätzlich noch ultrahochfeste, faserbewehrte Feinkornbetone, hier speziell das Produkt Ductal® untersucht. Um einen Überblick und Vergleich über die Kosten der jeweiligen Speicher aus unterschiedlichen Materialien zu erhalten, soll hier der Langzeit-Wärmespeicher in Friedrichshafen-Wiggenhausen erneut betrachtet und jeweils eine Lösung für den Speicher aus Normalbeton mit Edelstahlinnenauskleidung, aus HFB und aus Ductal® vorgestellt werden. Im Abschnitt 5.5 werden dann die Kosten der einzelnen Lösungen gegenübergestellt, wobei v.a. die Kosten für den Speicher selbst für den Vergleich interessant sind, da sich die Kosten für Erdarbeiten o.ä. in allen Fällen auf ähnlichem Niveau befinden müssten.

Die angesetzten Lasten sind die, die auch für die Bemessung von Friedrichshafen-Wiggenhausen angesetzt wurden (vgl. Bild 5.2 und Bild 5.3).

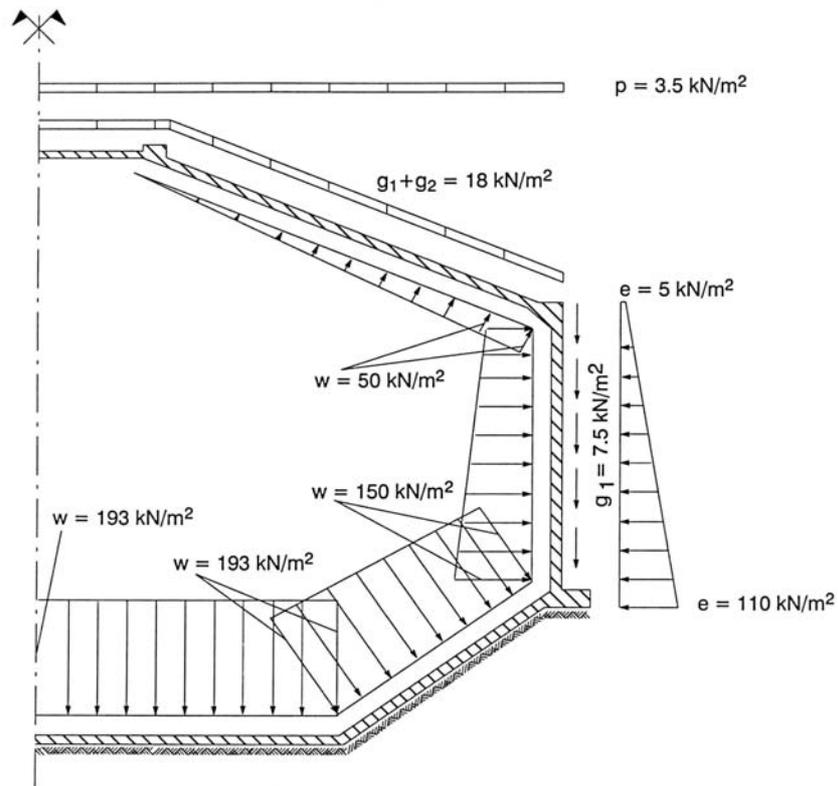


Bild 5.2: Lastannahmen ohne Temperaturlasten [Reineck, Lichtenfels (1997)]

Fig. 5.2: Loads without temperature loading

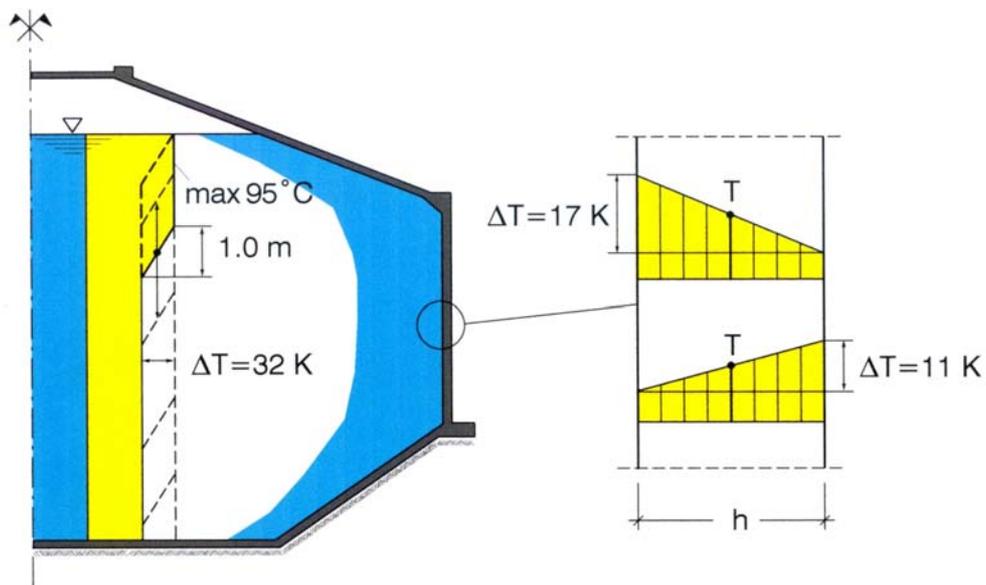


Bild 5.3: Temperaturbelastung

Fig. 5.3: Temperature loading

5.2 Bemessung des Wärmespeichers Friedrichshafen

Wie in Abschnitt 5.1 angegeben, wurde der Wärmespeicher bereits 1995/96 erbaut und natürlich zuvor bemessen. Hier wird die Berechnung aber mit dem FE-Programm Sofistik wiederholt, um später in Abschnitt 5.4 die Schnittgrößen mit denen der Lösung aus Ductal® zu vergleichen. Insbesondere der Einfluss einer Formoptimierung und einer Reduktion der Bauteildicke soll somit deutlich werden, denn die Schnittgrößen infolge Temperatur hängen direkt von der Bauteildicke bzw. der Steifigkeit ab. Hier werden jedoch die Schnittgrößen infolge Temperatur vereinfachend linear-elastisch berechnet, um sie später mit den Ergebnissen des Ductalspeichers vergleichen zu können. In Wirklichkeit entzieht sich das Bauwerk aber teilweise dem Temperaturzwang durch Rissbildung, und dies wurde seinerzeit selbstverständlich bei der Bemessung des Speichers in Friedrichshafen-Wiggenhausen berücksichtigt. Daher kommt es zu entsprechenden Abweichungen der damaligen Berechnungen mit den jetzigen. Eine weitere Abweichung entsteht durch einen veränderten Sicherheitsbeiwert von jetzt $\gamma = 1,2$ für ungünstige Wassereinwirkungen (zuvor: $\gamma = 1,35$) gemäß ENV 1992-3 (EC 2, Teil 3: Stütz- und Behälterbauwerke aus Beton (2003)). Diese beiden Veränderungen kompensieren sich zum Teil gegenseitig. Für den Kostenvergleich wird im Abschnitt 5.5 jedoch ohnehin das Ergebnis von 1995 verwendet.

Im folgenden werden die Schnittgrößenverläufe einiger maßgebender Lastfälle gegenübergestellt. Dabei werden die Schnittgrößen infolge Temperaturbelastungen getrennt von denen infolge anderer Lasten wie Eigengewicht, Wasser- oder Erddruck, etc. betrachtet, da sie zum einen Zwangsschnittgrößen sind, die direkt von der Bauwerkssteifigkeit abhängen und somit durch einsetzende Rissbildung reduziert werden, zum anderen weil sie für unterschiedliche Lastfälle interessant sind und somit jeweils superponiert werden können (solange man wie hier linear-elastische Betrachtungen anstellt).

Die Vorspannkraft wird wie im Jahre 1995 gewählt. Die Wandstärken betragen 0,3 m für die Zylinderwand und den Kegelstumpfboden und 0,25 m für das Kegelstumpfdach.

Die Schnittgrößen der folgenden Lastfälle sind jeweils in kN/m (Membrankräfte) bzw. in kNm/m (Momente) angegeben und werden in der Abwicklung über die Bauwerkshöhe dargestellt.

Als erstes soll der „Normalfall“ betrachtet werden: Hierbei ist der Wärmespeicher ganz mit Erde überdeckt und mit Wasser gefüllt. Je nach Betriebszustand sind die Temperaturlasten mehr oder weniger hoch. Immer vorhanden sind aber die Lasten aus Eigengewicht des Bauwerks, der Wasser- und der Erddruck. Es muss auch eventueller Verkehr berücksichtigt werden. Dies wird hier als Standardlastfall bezeichnet.

Lastfall 1: Standardlastfall im Gebrauchszustand (ständige Last):

Es werden folgende Lasten bzw. Sicherheitsfaktoren γ angesetzt:

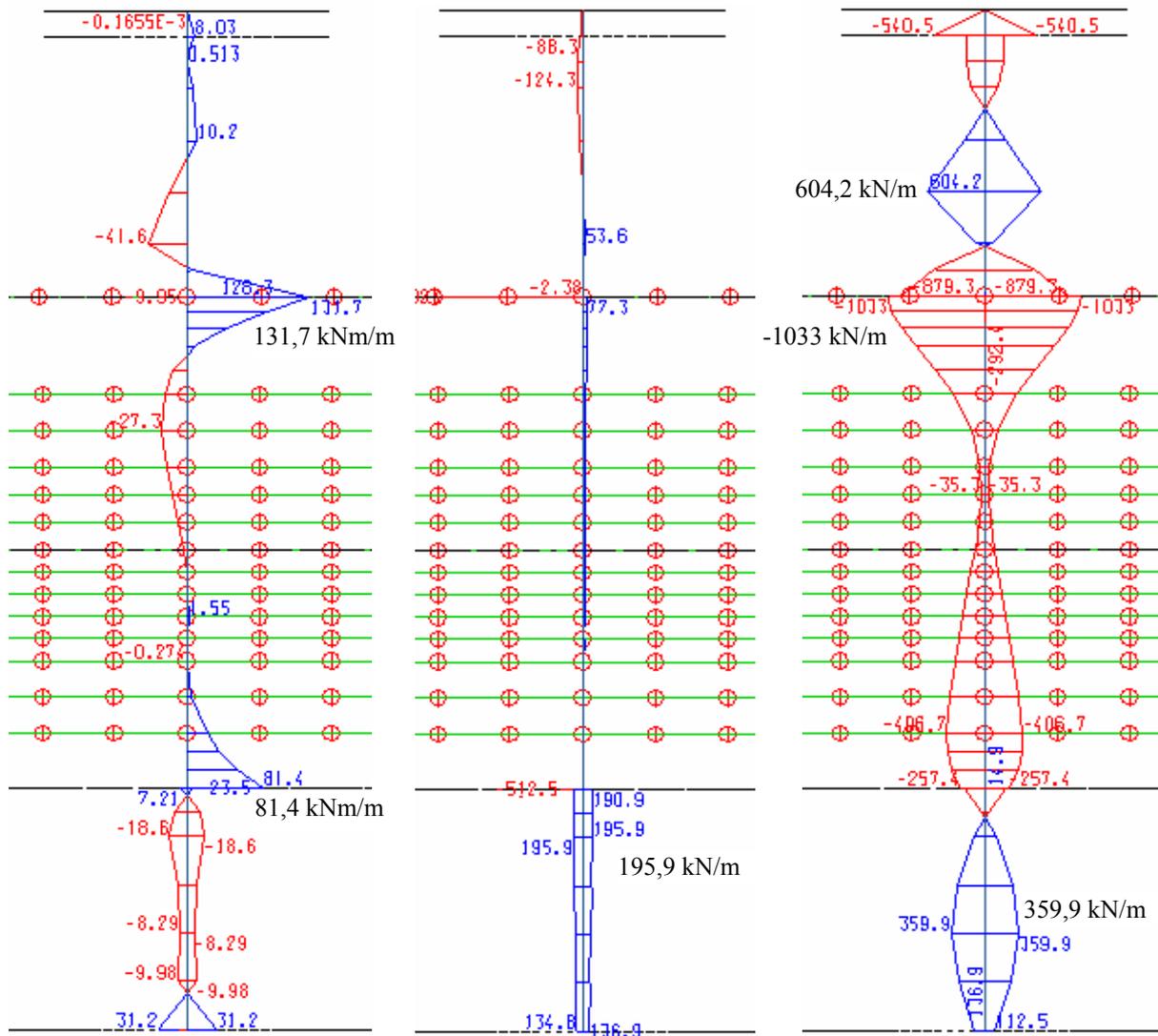
Eigengewicht: $\gamma = 1,0$

Wasser: $\gamma = 1,0$

Erddruck zu 100% angesetzt: $\gamma = 1,0$

Vorspannung: $\gamma = 1,0$. Vorspannung für Lastfall Eigengewicht + Wasser

Die wichtigsten Schnittgrößen sind für diesen Lastfall im Bild 5.4 wiedergegeben.



a) Moment in Meridianrichtung b) Membrankraft in Meridianrichtung c) Membrankraft in Ringrichtung

Bild 5.4: Schnittgrößen für den Lastfall 1

Fig. 5.4: Internal effects for load case 1

Dieser Lastfall kann ebenso wie die beiden folgenden zusammen mit einer Temperaturbelastung auftreten, was die Gesamtschnittgrößen dann natürlich (z.T. deutlich) erhöht. Auf die Temperaturlasten wird später ab Lastfall 6 eingegangen. Wird die Temperatur zunächst ausgeklammert, so sind im normalen Betriebszustand zwei extreme Belastungen möglich. Wird das Wasser als maßgebende Last betrachtet, so wird dieses Zug im Behälter verursachen, und die äußeren Erdlasten, die Vorspannung, etc. wirken dem Wasser günstigerweise entgegen. Bei einer Betrachtung im Grenzzustand der Tragfähigkeit muss also das Wasser mit einem Sicherheitsfaktor von 1,2 gewichtet werden, während die dann günstig wirkenden Lasten natürlich nicht erhöht werden. Wie bei der Bemessung von Friedrichshafen im Jahre 1995 wird günstig wirkender Erddruck nur zu 60% angesetzt (Lastfall 2). Im Lastfall 3 ist das Lastverhältnis genau umgedreht. Erddruck, Vorspannung und Eigengewichtslasten sollen nebst Verkehr als „schädliche“ Lasten angesetzt werden, während das Wasser in diesem Fall günstig, d.h. entlastend wirkt.

Lastfall 2: Standardlastfall im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ständige Last):

Es werden folgende Lasten bzw. Sicherheitsfaktoren γ angesetzt:

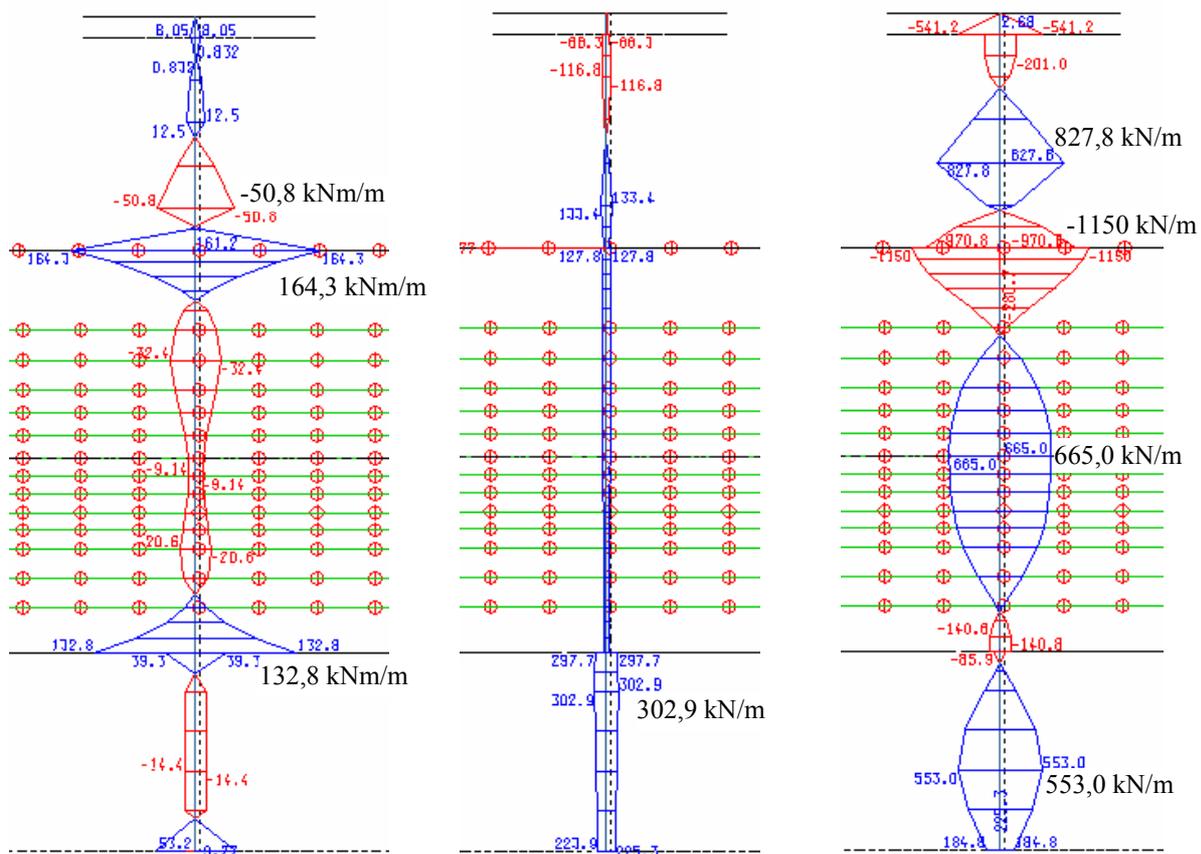
Eigengewicht: $\gamma = 1,0$

Wasser: $\gamma = 1,2$

Erddruck zu 60% angesetzt: $\gamma = 1,0$

Vorspannung: $\gamma = 1,0$. Vorspannung für Lastfall Eigengewicht + Wasser

Die wichtigsten Schnittgrößen sind in Bild 5.5 wiedergegeben.



a) Moment in Meridianrichtung b) Membrankraft in Meridianrichtung c) Membrankraft in Ringrichtung

Bild 5.5: Schnittgrößen für den Lastfall 2

Fig. 5.5: Internal effects for load case 2

Lastfall 3: Standardlastfall mit Verkehr im Grenzzustand der Tragfähigkeit:

Es werden folgende Lasten bzw. Sicherheitsfaktoren γ angesetzt:

Eigengewicht: $\gamma = 1,35$

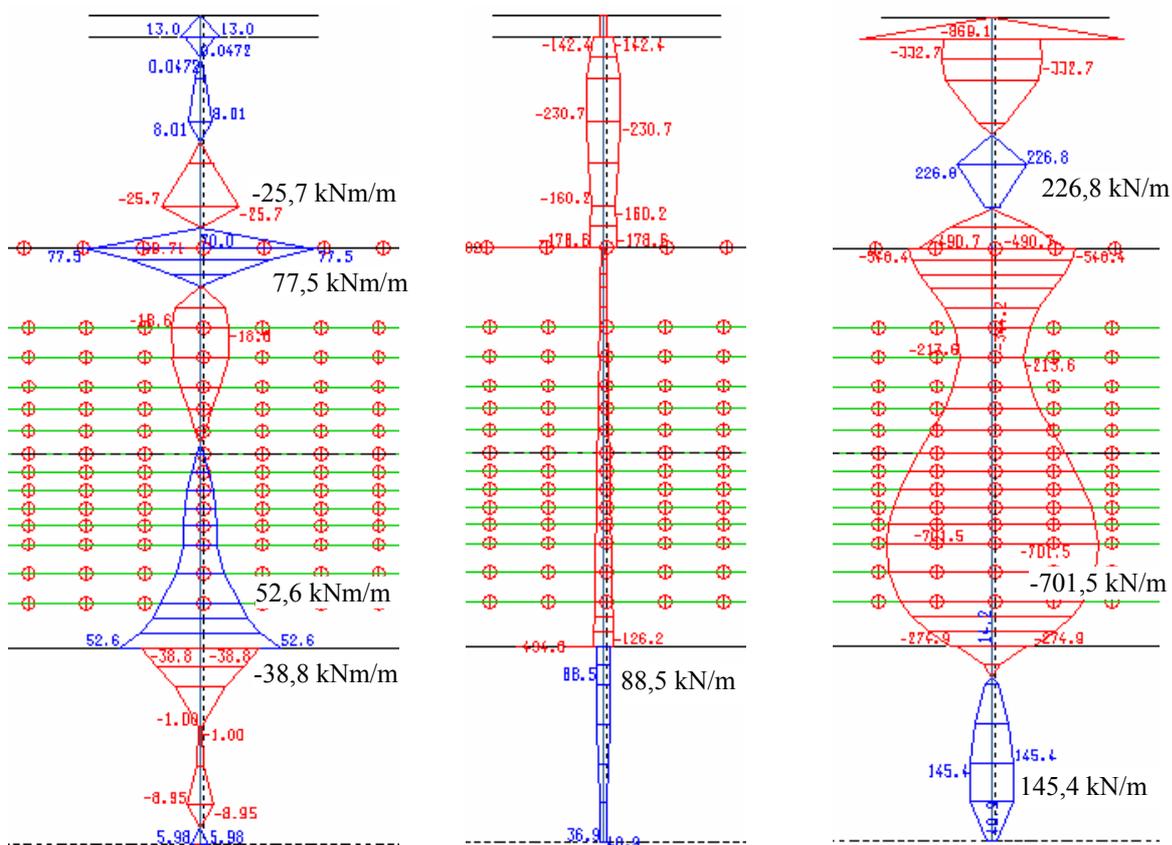
Wasser: $\gamma = 1,0$

Erddruck zu 100% angesetzt: $\gamma = 1,35$

Vorspannung: $\gamma = 1,0$. Vorspannung für Lastfall Eigengewicht + Wasser

Verkehr: $\gamma = 1,5$

Die wichtigsten Schnittgrößen sind in Bild 5.6 wiedergegeben.



a) Moment in Meridianrichtung b) Membrankraft in Meridianrichtung c) Membrankraft in Ringrichtung

Bild 5.6: Schnittgrößen für den Lastfall 3

Fig. 5.6: Internal effects for load case 3

Man erkennt sofort, dass Lastfall 3 nicht maßgebend sein kann, da die Schnittgrößen deutlich geringer sind als die des Lastfalls 2.

Im folgenden sollen zwei außergewöhnliche Lastfälle untersucht werden, beides sind Reparaturlastfälle. Im Lastfall 4 wird der Fall untersucht, dass der Behälter bzw. die Edelstahlauskleidung undicht ist, und deshalb das Wasser zur Reparatur abgelassen werden muss. Lastfall 5 erfasst ein Abgraben der Erde, z.B. zur Reparatur der Wärmedämmung, solange der Behälter noch mit Wasser gefüllt ist. Beide Maßnahmen sollen in einer Zeit durchgeführt werden, in der keine Temperaturbelastung auftritt.

Lastfall 4: Außergewöhnlicher Lastfall: Reparatur Edelstahlauskleidung bei leerem Speicher:

Es werden folgende Lasten bzw. Sicherheitsfaktoren γ angesetzt:

Eigengewicht: $\gamma = 1,0$

Erddruck zu 100% angesetzt: $\gamma = 1,0$

Vorspannung: $\gamma = 1,0$. Vorspannung für Lastfall Eigengewicht + Wasser

Die wichtigsten Schnittgrößen sind in Bild 5.7 wiedergegeben.

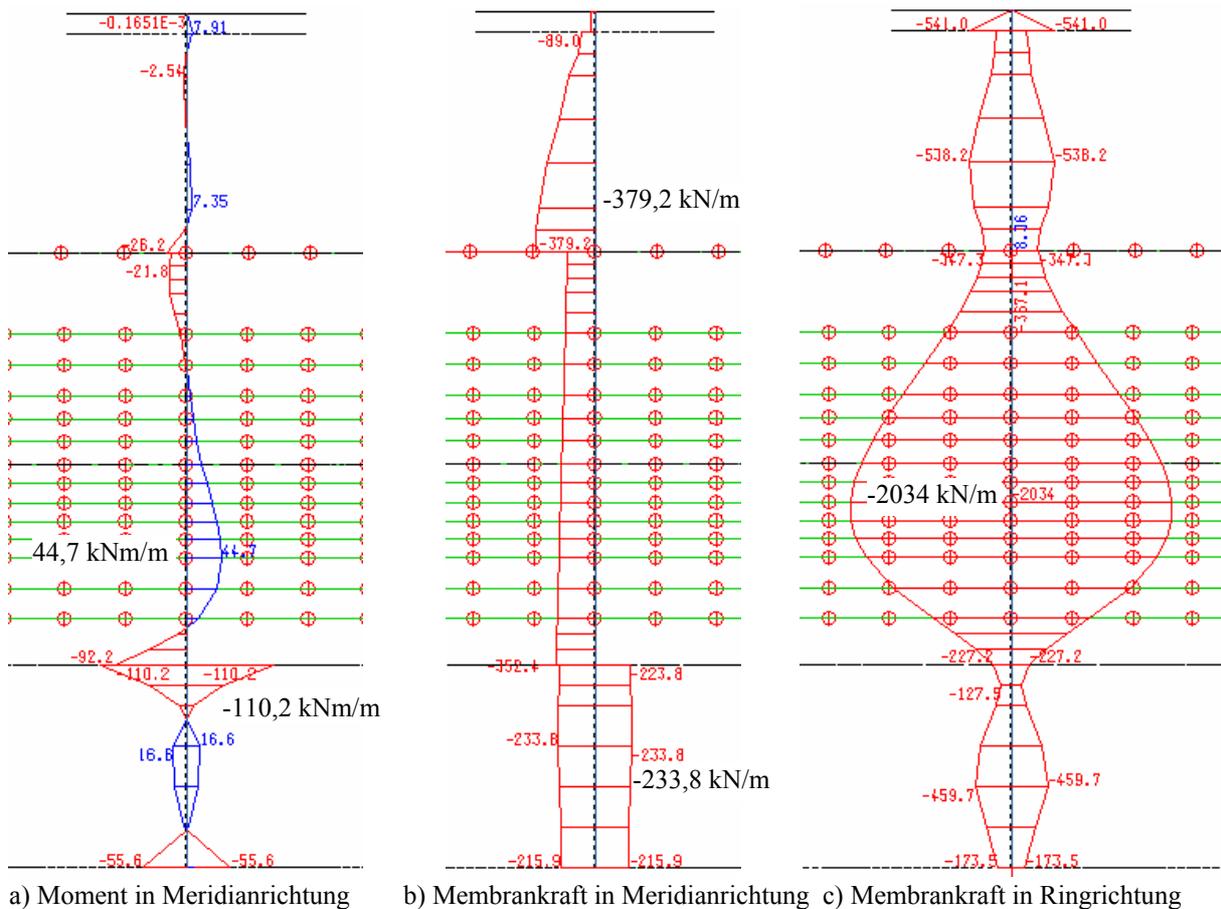


Bild 5.7: Schnittgrößen für den Lastfall 4

Fig. 5.7: Internal effects for load case 4

Lastfall 5: Außergewöhnlicher Lastfall: Abgraben der Erdüberschüttung / Verfüllung bei vollem Speicher:

Es werden folgende Lasten bzw. Sicherheitsfaktoren γ angesetzt:

Eigengewicht: $\gamma = 1,0$

Wasser: $\gamma = 1,0$

Vorspannung: $\gamma = 1,0$. Vorspannung für Lastfall Eigengewicht + Wasser

Die wichtigsten Schnittgrößen sind in Bild 5.8 wiedergegeben.

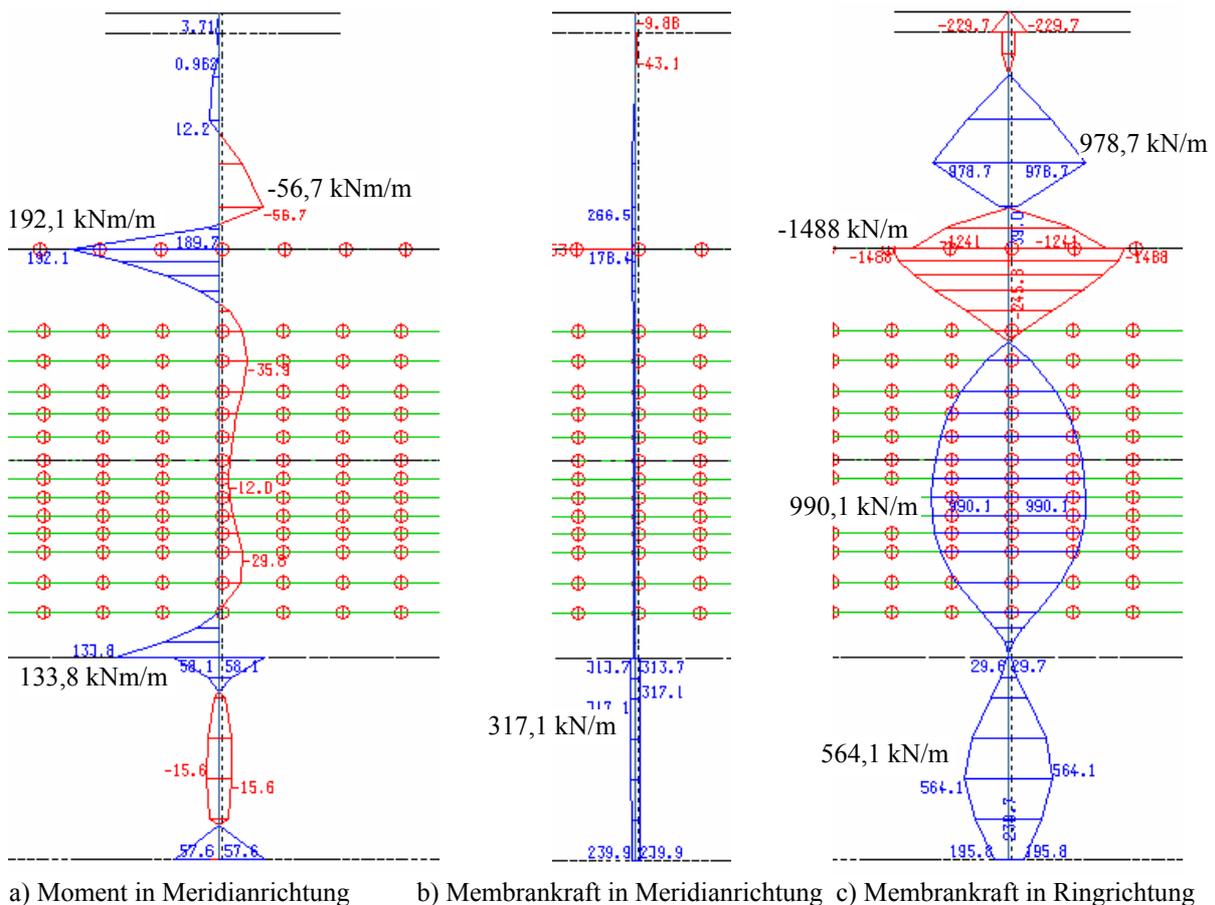


Bild 5.8: Schnittgrößen für den Lastfall 5

Fig. 5.8: Internal effects for load case 5

Abschließend sollen noch die Temperaturlastfälle berücksichtigt werden. Sie können bzw. müssen den Lastfällen 1 bis 3 überlagert werden. Den Lastfällen 4 und 5 müssen diese Temperaturlastfälle nicht überlagert werden, da diese beiden Lastfälle wie schon zuvor erwähnt außergewöhnliche Lastfälle während notwendigen Reparaturen sind, und die Reparaturen sollen in Zeiten, in denen der Wärmespeicher keine Wärmeenergie aufgenommen hat, durchgeführt werden.

Gemäß Bild 5.3 sind im wesentlichen zwei grundlegende Temperaturbelastungen zu unterscheiden: eine Temperaturdifferenz von innen (im Speicher) und außen (Erdreich) (Lastfall 6) und ein Temperatursprung im Wasser von 32 K über 1 m Wandhöhe (ab Lastfall 7).

Lastfall 6: Temperaturdifferenz zwischen innen und außen:

Es werden die folgenden Lasten angesetzt:

a) innen wärmer: $\Delta T = 17 \text{ K}$

b) außen wärmer: $\Delta T = - 11 \text{ K}$

Dies führt nach linear-elastischer Rechnung zu Schnittgrößen gemäß Tabelle 5.1.

Tabelle 5.1: Schnittgrößen infolge der Temperaturdifferenz innen – außen

Table 5.1: Internal effects due to differences in temperature inside and outside the tank

Wandstärke	Momente infolge einer Temperaturdifferenz von	
	$\Delta T = 17 \text{ K}$	$\Delta T = - 11 \text{ K}$
0,25 m (Kegelstumpfdach)	- 27,0 kNm/m	17,5 kNm/m
0,30 m (Zylinderwand, Kegelstumpfboden)	- 38,9 kNm/m	25,2 kNm/m

Wie eingangs schon erläutert, wurden diese Momente linear-elastisch berechnet, um als Vergleich für den in Abschnitt 5.4 vorgestellten Wärmespeicher aus Ductal® mit geringeren Bauteildicken und Ausrundungen zu dienen und den günstigen Einfluss der Ausrundungen und dünnen Bauteile aufzuzeigen.

Die Schnittgrößen in den folgenden Lastfällen mit einem Temperatursprung von 32 K über 1 m Wandhöhe werden aus dem gleichen Grunde hier ebenfalls linear-elastisch berechnet angegeben.

Der Temperatursprung wurde in einer Vielzahl von Rechnungen über die gesamte Bauteilhöhe geführt. Hier werden aber nur einige ausgewählte Beispiele angegeben, bei denen die Bauteilbeanspruchungen insbesondere auch in den Übergängen von der Zylinder- zu den jeweiligen Kegelstumpfschalen deutlich erhöht sind (Lastfall 7 und 8) bzw. zusätzlich Zug in Ringrichtung auftritt (Lastfall 9).

Lastfall 7: Temperatursprung von 32 K über 1 m Wandhöhe am Zylinder ganz unten:

Es wurde die folgende Last angesetzt:

Temperatursprung $\Delta T = 32$ K über 1 m Wandhöhe

Mit dieser Belastung wird v.a. das positive Biegemoment / Randstörmoment im Übergangsbereich Zylinder – unterer Kegelstumpf (Kegelstumpfboden) der Lastfälle 1 bis 3 erhöht.

Die wichtigsten Schnittgrößen sind in Bild 5.9 wiedergegeben.

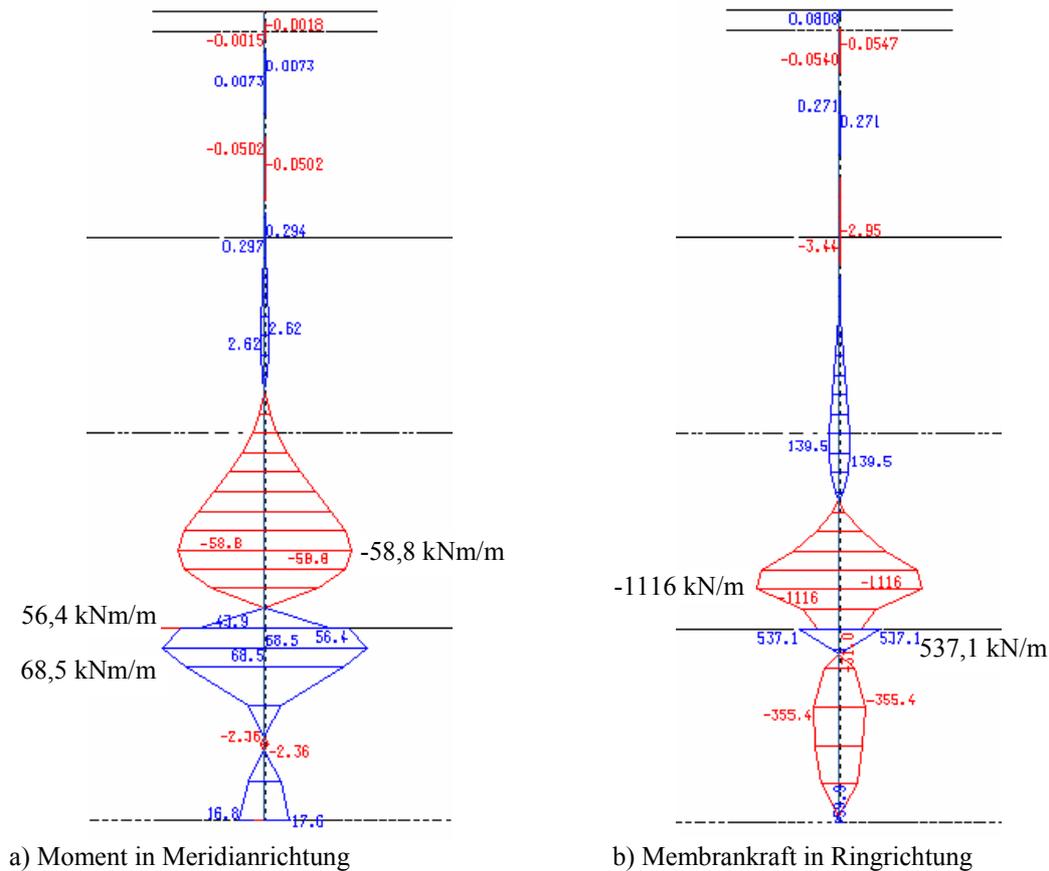


Bild 5.9: Schnittgrößen für den Lastfall 7
 Fig. 5.9: Internal effects for load case 7

Lastfall 8: Temperatursprung von 32 K über 1 m Wandhöhe am Kegelstumpfdach ganz unten:

Es wurde die folgende Last angesetzt:

Temperatursprung $\Delta T = 32 \text{ K}$ über 1 m Wandhöhe

Mit dieser Belastung wird v.a. das positive Biegemoment / Randstörmoment im Übergangsbereich Zylinder – oberer Kegelstumpf (Kegelstumpfdach) der Lastfälle 1 bis 3 erhöht.

Die wichtigsten Schnittgrößen sind in Bild 5.10 wiedergegeben.

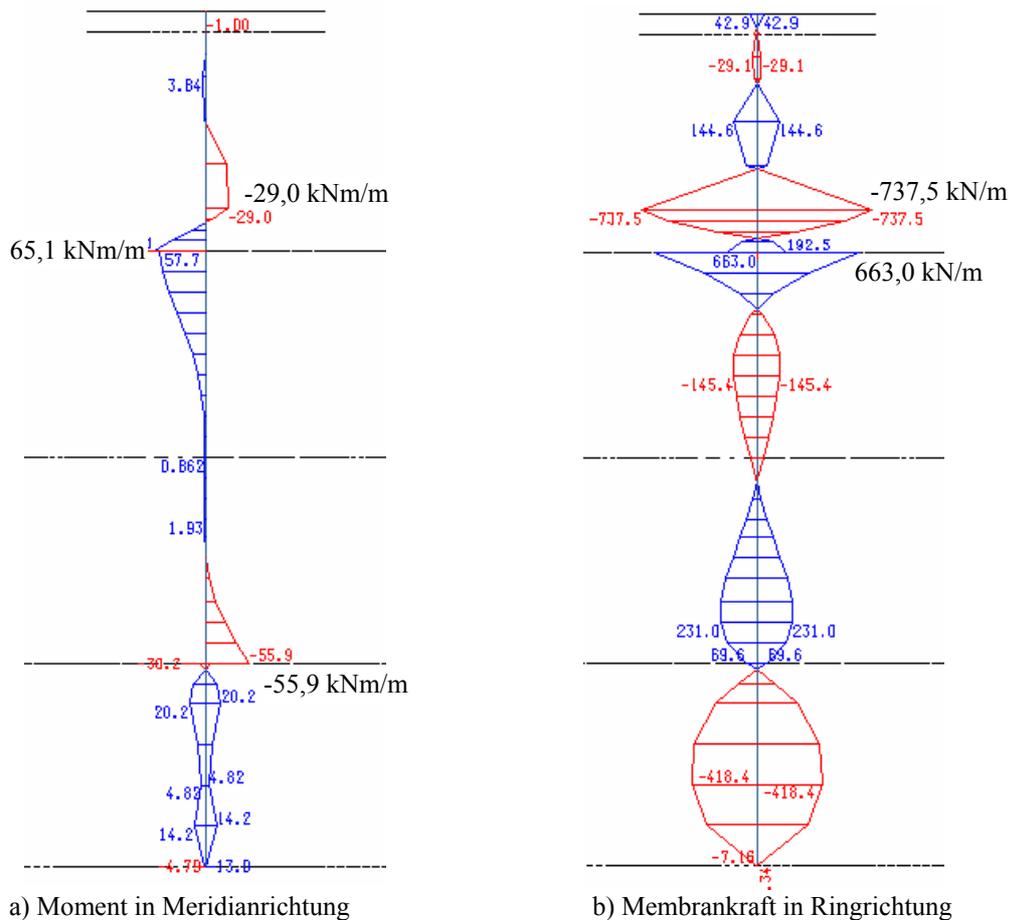


Bild 5.10: Schnittgrößen für den Lastfall 8
 Fig. 5.10: Internal effects for load case 8

Lastfall 9: Temperatursprung von 32 K über 1 m Wandhöhe in Zylindermitte:

Es wurde die folgende Last angesetzt:

Temperatursprung $\Delta T = 32 \text{ K}$ über 1 m Wandhöhe

Mit dieser Belastung wird neben den Biegemomenten auch ein starker Ringzug erzeugt. Die Schnittgrößen wandern mit dem Verschieben der Last ebenfalls mit nach oben bzw. unten, so dass auch ein platzieren der Temperaturbelastung außerhalb der Zylindermitte sinnvoll ist.

Die wichtigsten Schnittgrößen sind in Bild 5.11 wiedergegeben.

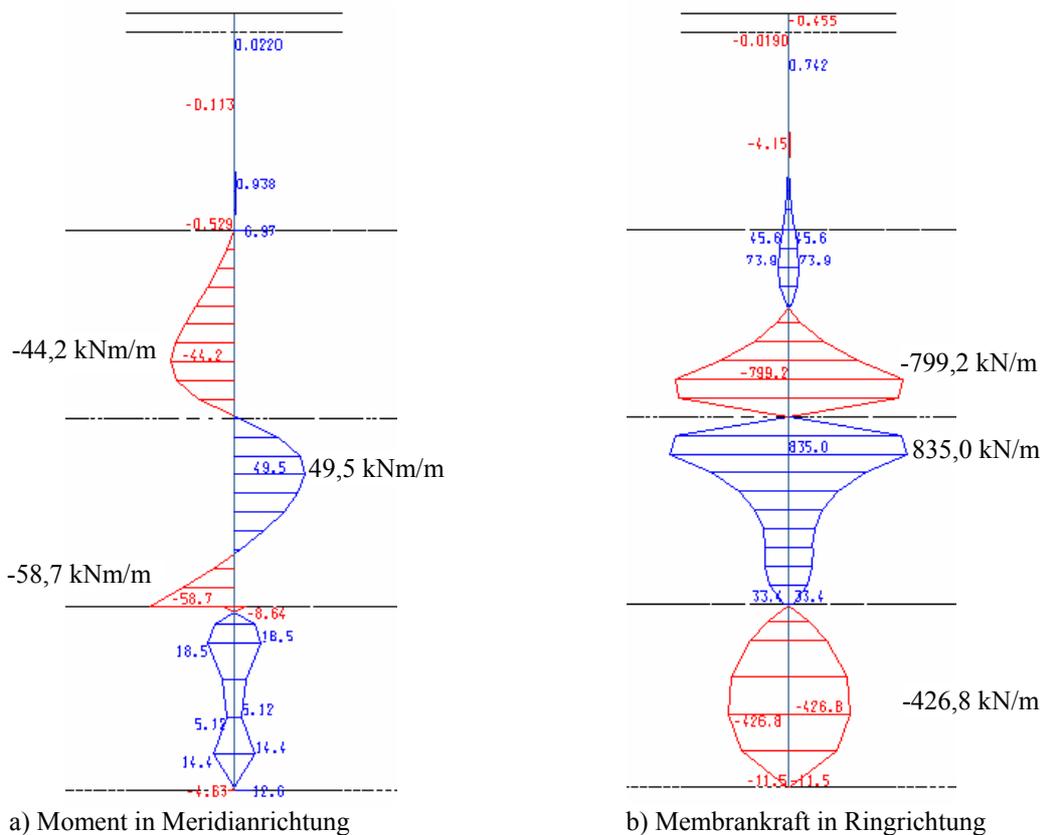


Bild 5.11: Schnittgrößen für den Lastfall 9
 Fig. 5.11: Internal effects for load case 9

Die hier betrachteten Lastfälle sollen einen Einblick liefern, welche Auswirkung die Temperaturlasten auf die Schnittgrößen haben können. Für eine Bemessung müssen natürlich noch viele weitere Fälle betrachtet werden; die Beispiele repräsentieren aber gut die wichtigsten Auswirkungen.

5.3 Entwurf Friedrichshafen mit hochfestem Beton HFB

Der Wärmespeicher in Friedrichshafen-Wiggenhausen mit einem Volumen von 12.000 m^3 besteht aus Normalbeton versehen mit einer Edelstahlauskleidung zur Gewährleistung der Dichtigkeit. Der später gebaute Speicher in Hannover-Kronsberg mit einem Volumen von 2.750 m^3 (Bild 5.12) stellt materialtechnisch eine Weiterentwicklung dar. Es wurde auf die Edelstahlauskleidung verzichtet und der Speicher aus hochfestem Beton gefertigt, der gleichzeitig die Tragfähigkeit und Dichtigkeit gewährleisten soll. Hierzu war eine Begrenzung der Rissbreiten nötig. Ausführlicher wird der Heißwasser-Wärmespeicher aus Hochleistungsbeton in Hannover-Kronsberg von Reineck, Lichtenfels und Greiner (2000) vorgestellt.

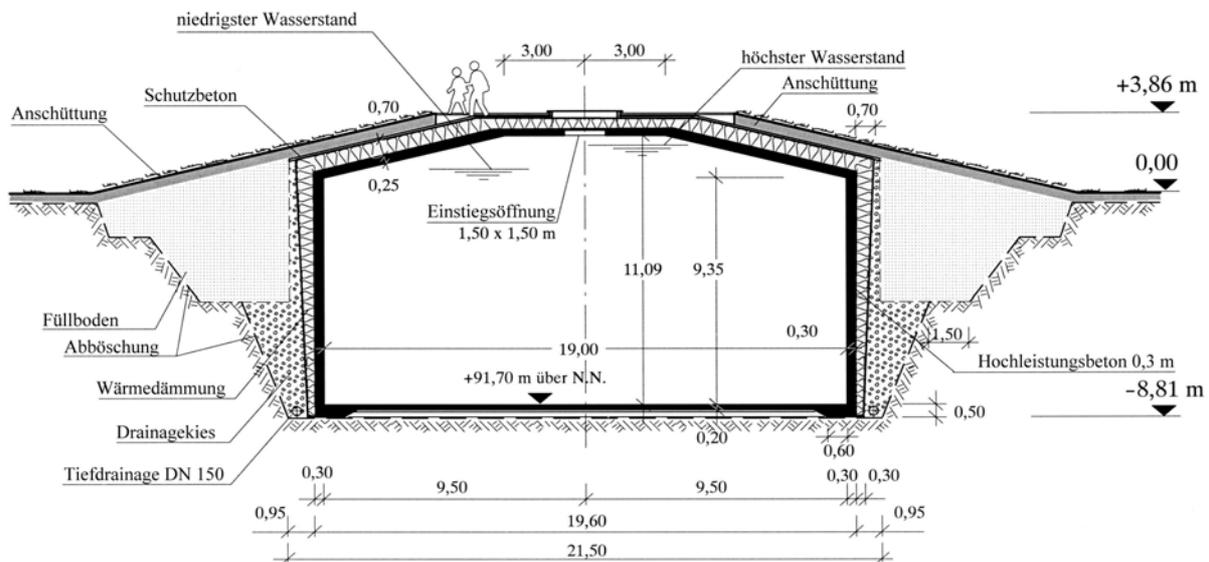


Bild 5.12: Aufbau und Hauptabmessungen des EXPO 2000 – Projekts „Heißwasser-Wärmespeicher in Hannover – Kronsberg“

Fig. 5.12: Structure and main dimensions of the EXPO 2000 – project „Hot-water tank in Hannover – Kronsberg“

Betrachtet man die Bauteilabmessungen des Wärmespeichers in Hannover, dann stellt man fest, dass die Bauteildicken und somit die Betonmengen für einen Bau des Speichers der Größenordnung Friedrichshafen aus hochfestem Beton anstelle von Normalbeton in einer ähnlichen Größenordnung wie für den durchgeführten Bau aus Normalbeton liegen, weil die Bauteildicke maßgebend von den intern eingelegten Spanngliedern mitbestimmt wird. Die Schnittgrößen für den Speicher aus hochfestem Beton decken sich somit weitestgehend mit denen des Speichers aus Normalbeton gemäß Abschnitt 5.2 und werden deshalb nicht erneut angegeben. Da der hochfeste Beton ohne eine Edelstahlauskleidung die Dichtigkeit gewährleisten muss, sollte die maximale Rissbreite von 0,3 mm auf 0,1 mm reduziert werden. Dies führt zu einer deutlichen Erhöhung der Bewehrungsmenge. Den sich somit ergebenden höheren Kosten für Hochleistungsbeton anstelle von Normalbeton stehen Kosteneinsparungen für die nicht benötigte Edelstahlauskleidung gegenüber.

5.4 Bemessung Friedrichshafen mit Ductal®

5.4.1 Allgemeines

Unter Verwendung des durch die Firmen Bouygues, Lafarge und Rhodia vertriebenen ultrahochfesten, faserbewehrten Feinkornbetons Ductal® ist es ebenso wie beim zuvor betrachteten hochfesten Beton möglich, auf die Edelstahlinnenauskleidung zu verzichten. Aufgrund der relativ hohen zentrischen und Biegezugfestigkeit ist es darüber hinaus möglich, auf schlaffe Bewehrung zu verzichten (von Fugen einmal abgesehen). Um ohne schlaffe Bewehrung auszukommen und trotzdem dünne Bauteilhöhen zu erreichen, müssen Randstörungen, v.a. die Randstörmomente wie sie beispielsweise beim Übergang von einer Zylinder- zu einer Kegelstumpfschale auftreten weitestgehend vermieden werden. Dies kann durch eine Ausrundung der Übergangsbereiche erfolgen (Bild 5.13). Da für den Bau eines Speichers aus ultrahochfestem Feinkornbeton Fertigteile zum Einsatz kommen sollen, ist eine doppelte Schalenkrümmung wie sie durch die Ausrundungen entsteht durchaus denkbar. Auf die Verwendung von Fertigteilen wird im folgenden Abschnitt 6 etwas näher eingegangen. Die Hauptabmessungen (Gesamthöhe, Hauptdurchmesser) bleiben hier gegenüber dem Speicher aus Normalbeton unverändert.

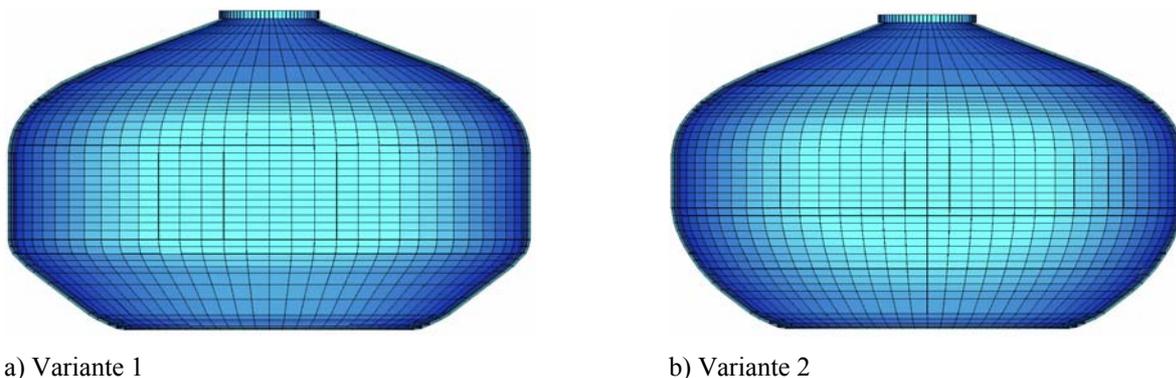


Bild 5.13: Mögliche Speicherformen für einen Fertigteilspeicher aus Ductal®
Fig. 5.13: Possible tank shapes for a prefabricated tank out of Ductal®

Die Variante 2 gemäß Bild 5.13 b ist aufgrund der stärkeren Krümmung im unteren Bereich (unterer „Kegelstumpf“) aufwendiger herzustellen - nicht zuletzt dadurch dass der Speicher hier auf der Erde (plus Sauberkeitsschicht) gegründet werden soll und dafür ein Aushub mit gleichmäßiger Böschungsneigung (wie für Variante 1) einfacher ist. Für Variante 1 ist nur der Übergang von dem Kegelstumpfboden zum Zylinder ausgerundet. In den Schnittgrößen macht sich der erhöhte Aufwand für die stärkere Ausrundung zudem nicht bemerkbar, wie es mit einer Vielzahl an Berechnungen überprüft wurde. Der Grund liegt einfach darin, dass die elastische Bettung des „Kegelstumpf“-Bodens im Übergangsbereich zur Zylinderschale endet. Somit stammen die Biegestörungen in diesem Bereich nur sehr begrenzt aus dem Schalenübergang an sich und vielmehr aus der Diskontinuität am Ende der elastischen Bettung. Da die Form der Möglichkeit 1 zudem näher an der Ausgangsform des Speichers aus Normalbeton mit Edstahlauskleidung liegt, werden hier nur die Ergebnisse der Variante 1 gezeigt. Die Ergebnisse der Variante 2 einschließlich der maximalen Querschnittsbelastungen sind sehr ähnlich.

Für die Rechnungen wurde von einer konstanten Schalendicke von 150 mm ausgegangen. Die Lastfälle sind im Wesentlichen die gleichen wie in Abschnitt 5.2. Deshalb werden sie hier nicht erneut erläutert, sondern nur die Ergebnisse angegeben.

5.4.2 Schnittgrößen für verschiedene Lastfälle

Lastfall 1: Standardlastfall im Gebrauchszustand (ständige Last):

Es werden folgende Lasten bzw. Sicherheitsfaktoren γ angesetzt:

Eigengewicht: $\gamma = 1,0$

Wasser: $\gamma = 1,0$

Erddruck zu 100% angesetzt: $\gamma = 1,0$

Vorspannung: $\gamma = 1,0$. Vorspannung für Lastfall Eigengewicht + Wasser

Die wichtigsten Schnittgrößen sind in Bild 5.14 wiedergegeben.

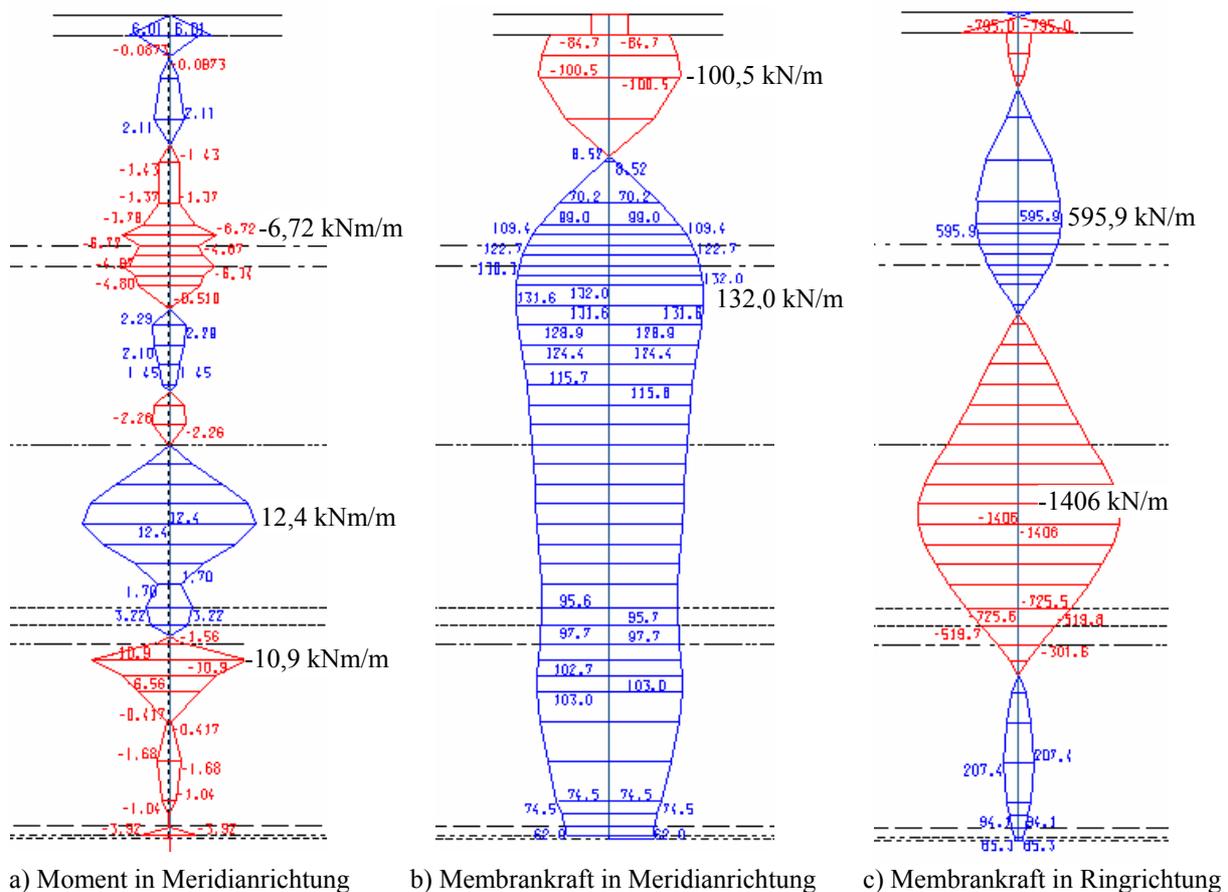


Bild 5.14: Schnittgrößen für den Lastfall 1

Fig. 5.14: Internal effects for load case 1

Im direkten Vergleich zu Lastfall 1 beim Wärmespeicher aus Normalbeton mit Edelstahlauskleidung (Bild 5.4) fällt auf, dass die maximale Biegestörung jetzt nur noch 12,4 kNm/m im Vergleich zu 131,7 kNm/m zuvor beträgt. Allerdings wird die Membranzugkraft in Meridianrichtung im oberen Teil des Speichers jetzt etwas höher. Die Vorspannkraft in Ringrichtung wurde so hoch gewählt, dass sie ohne den günstigen Einfluss aus Erddruck unter Gebrauchslasten in der Lage ist, die Zugkräfte aus der Wasserlast im Zylinderbereich weitestgehend zu überdrücken. Die Kegelstümpfe werden wie zuvor nicht vorgespannt. Aufgrund der geänderten Übergänge vom Zylinder zu den Kegelstümpfen und der im Vergleich zu Abschnitt 5.2 stärkeren Vorspannung haben die Biegestörungen großteils umgekehrte Vorzeichen wie in

Bild 5.4. Dies hat auch Auswirkungen auf Lastfall 2. Erhöht man die Wasserlast mit dem Sicherheitsfaktor 1,2, so werden die Biegestörungen geringer, da sich die erhöhte Wasserlast günstig auf die Reduktion der Biegestörungen aus Vorspannung auswirkt. Somit fallen diese geringer aus als im Fall mit einer Sicherheit von 1,0.

Lastfall 2: Standardlastfall im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ständige Last):

Es werden folgende Lasten bzw. Sicherheitsfaktoren γ angesetzt:

Eigengewicht: $\gamma = 1,0$

Wasser: $\gamma = 1,2$

Erddruck zu 60% angesetzt: $\gamma = 1,0$

Vorspannung: $\gamma = 1,0$. Vorspannung für Lastfall Eigengewicht + Wasser

Die wichtigsten Schnittgrößen sind in Bild 5.15 wiedergegeben.

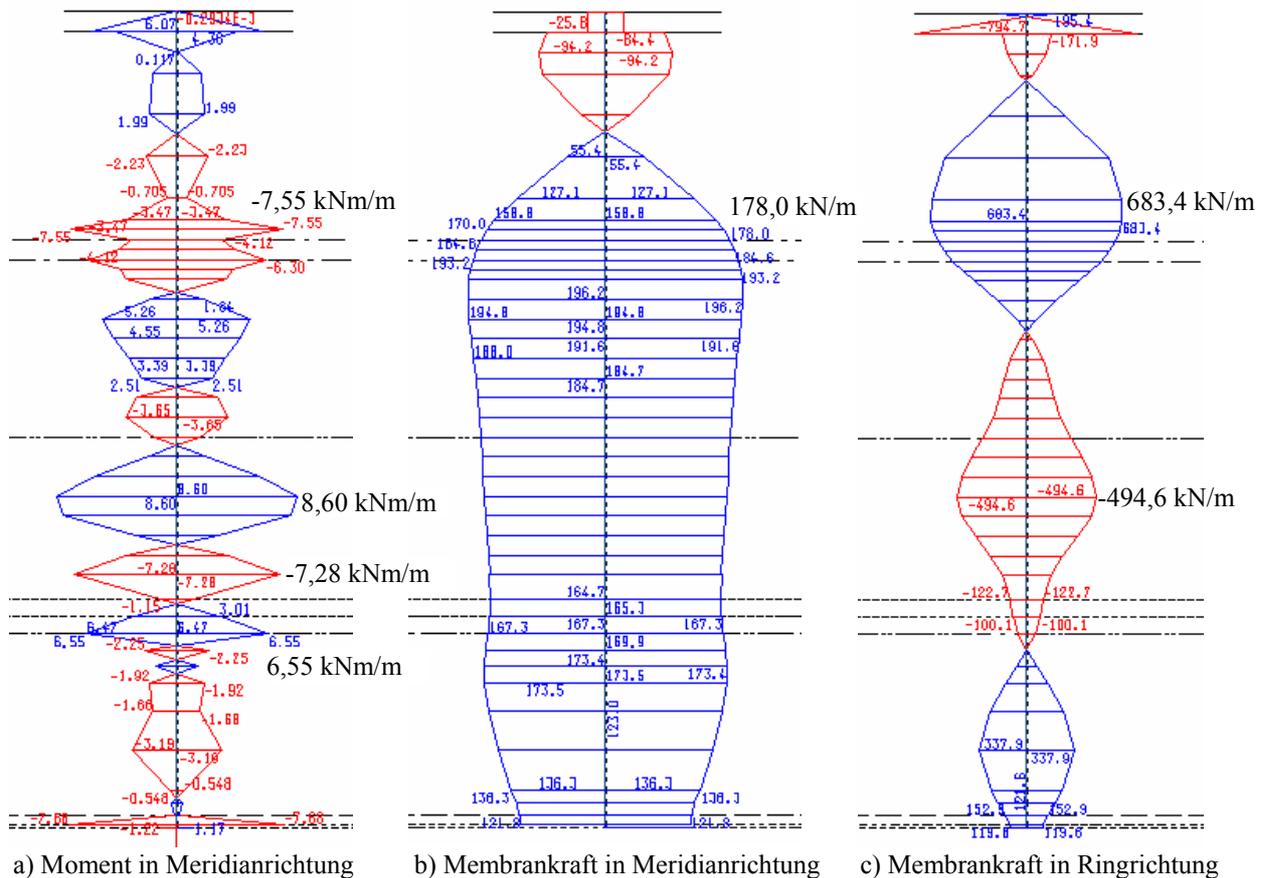


Bild 5.15: Schnittgrößen für den Lastfall 2
 Fig. 5.15: Internal effects for load case 2

Wie bei Lastfall 1 schon erwähnt, sind hier die Biegestörmomente kleiner als im Lastfall 1 (Gebrauchszustand). Allerdings wachsen die Membranzugkräfte in Meridian- und Ringrichtung an.

Lastfall 3: Standardlastfall mit Verkehr im Grenzzustand der Tragfähigkeit:

Es werden folgende Lasten bzw. Sicherheitsfaktoren γ angesetzt:

Eigengewicht: $\gamma = 1,35$

Wasser: $\gamma = 1,0$

Erddruck zu 100% angesetzt: $\gamma = 1,35$

Vorspannung: $\gamma = 1,0$. Vorspannung für Lastfall Eigengewicht + Wasser

Verkehr: $\gamma = 1,5$

Die wichtigsten Schnittgrößen sind in Bild 5.16 wiedergegeben.

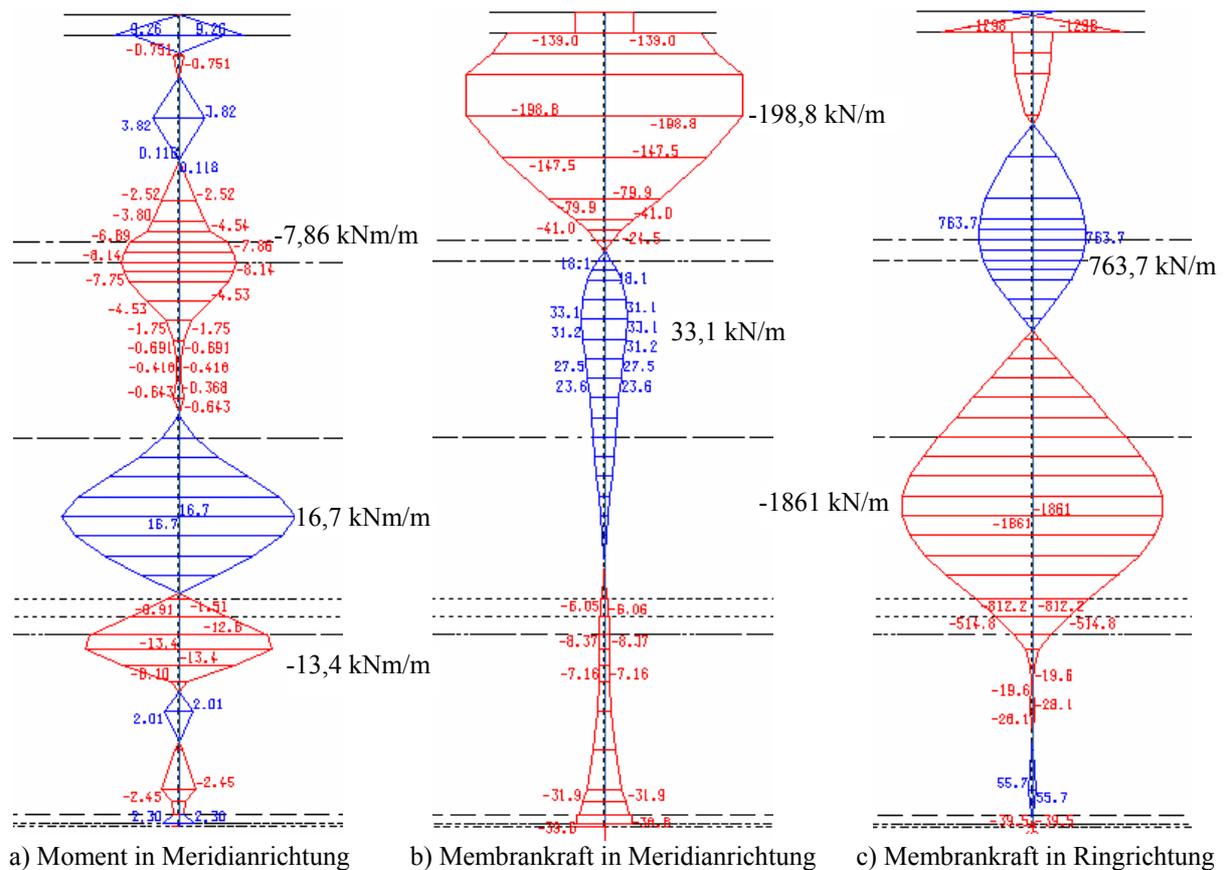


Bild 5.16: Schnittgrößen für den Lastfall 3

Fig. 5.16: Internal effects for load case 3

Hier erreicht man von den Lastfällen 1 bis 3, wenn man die Temperaturlasten außer acht lässt, die höchsten Biegemomente im Randstörbereich; allerdings gibt es nur begrenzt Zugmembrankräfte in Meridianrichtung. In Ringrichtung sind die Zugmembrankräfte aber relativ hoch.

Lastfall 4: Außergewöhnlicher Lastfall: Reparatur Edelstahlauskleidung bei leerem Speicher:

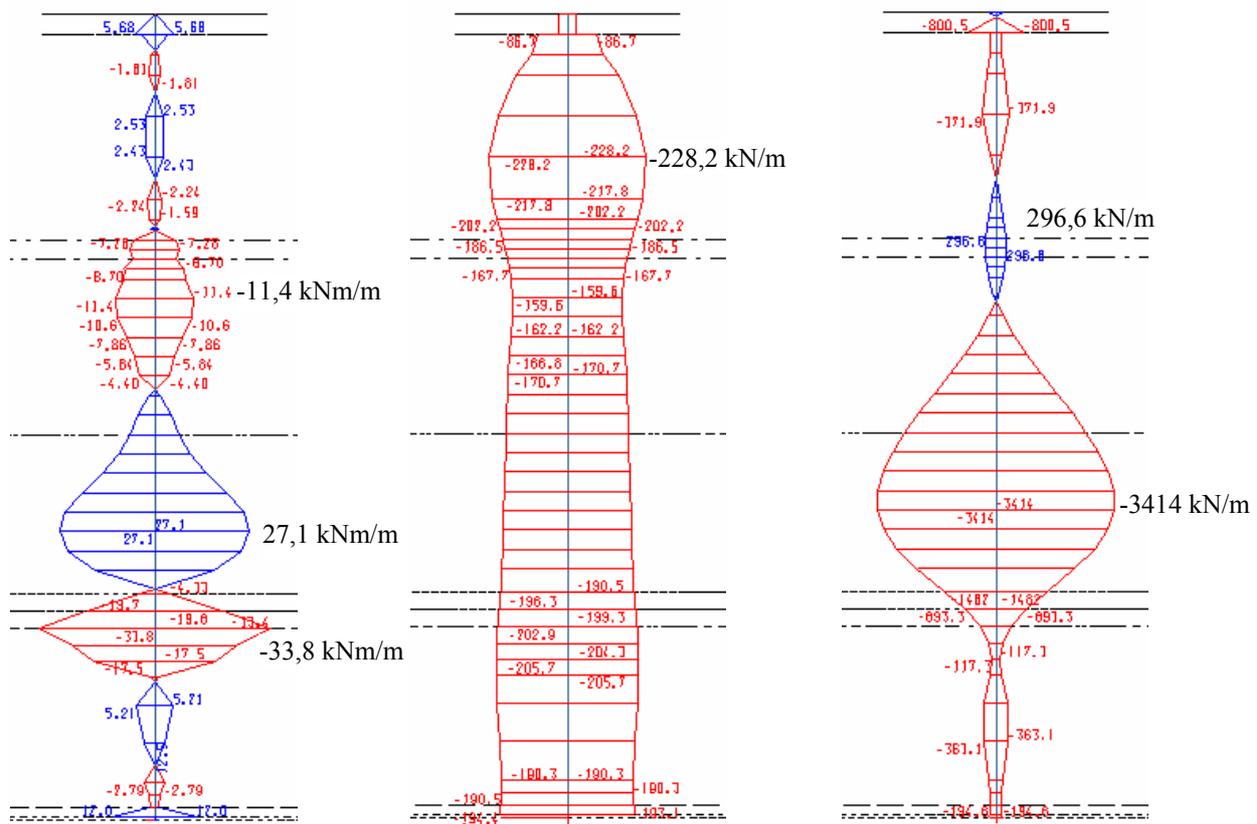
Es werden folgende Lasten bzw. Sicherheitsfaktoren γ angesetzt:

Eigengewicht: $\gamma = 1,0$

Erddruck zu 100% angesetzt: $\gamma = 1,0$

Vorspannung: $\gamma = 1,0$. Vorspannung für Lastfall Eigengewicht + Wasser

Die wichtigsten Schnittgrößen sind in Bild 5.17 wiedergegeben.



a) Moment in Meridianrichtung b) Membrankraft in Meridianrichtung c) Membrankraft in Ringrichtung

Bild 5.17: Schnittgrößen für den Lastfall 4

Fig. 5.17: Internal effects for load case 4

Die Biegestörungen fallen nicht zuletzt aufgrund der relativ hohen gewählten Vorspannung relativ hoch aus. Die Membrankräfte in Meridianrichtung sind aber durchweg Druckkräfte, somit ist die Gesamtbelastung unkritisch. In Ringrichtung herrscht ebenfalls vornehmlich eine Membrandruckkraft vor. Im Vergleich zum Behälter aus Normalbeton mit Edelstahlauskleidung (Bild 5.7) fallen die Biegestörungen sehr gering aus: das maximale Biegemoment beträgt hier nur 33,8 kNm/m anstelle von 110,2 kNm/m zuvor.

Lastfall 5: Außergewöhnlicher Lastfall: Abgraben der Erdüberschüttung / Verfüllung bei vollem Speicher:

Es werden folgende Lasten bzw. Sicherheitsfaktoren γ angesetzt:

Eigengewicht: $\gamma = 1,0$

Wasser: $\gamma = 1,0$

Vorspannung: $\gamma = 1,0$. Vorspannung für Lastfall Eigengewicht + Wasser

Die wichtigsten Schnittgrößen sind in Bild 5.18 wiedergegeben.

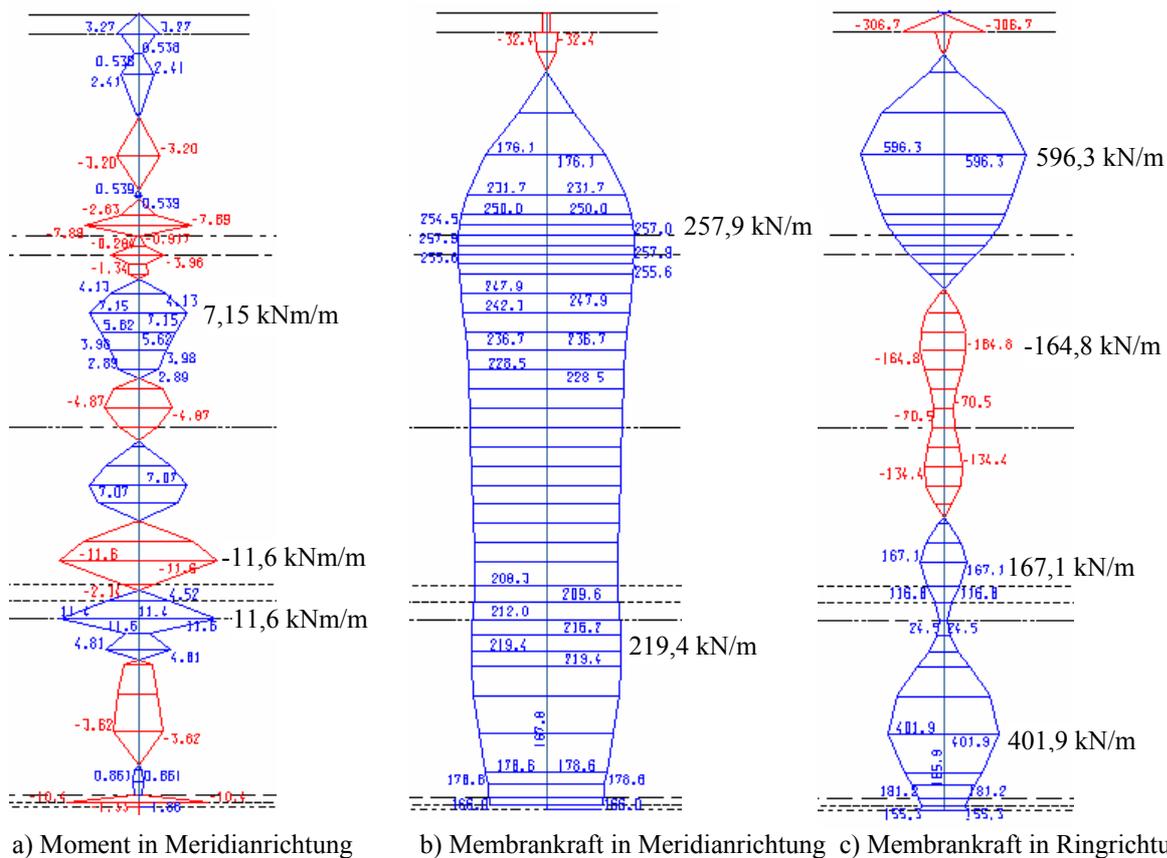


Bild 5.18: Schnittgrößen für den Lastfall 5

Fig. 5.18: Internal effects for load case 5

Der Zylinder ist aufgrund der Vorspannung in seinem mittleren Bereich überdrückt; im Übergang zu den nicht vorgespannten Kegelstumpfschalen treten vergleichsweise geringe Ringzugkräfte auf. Die Biegestörmomente in Meridianrichtung fallen im Vergleich zu den anderen Lastfällen gering aus, insbesondere wenn man bedenkt, dass hier keine weiteren Schnittgrößen aus Temperaturlastfällen hinzu kommen. Verglichen mit dem Wärmespeicher aus Normalbeton und Edelstahlaukleidung (Bild 5.8) kann hier eine enorme Reduktion der Randstörungen erreicht werden. Hier beträgt das maximale Randstörmoment nur noch 11,6 kNm/m; zuvor waren es 192,1 kNm/m!

Abschließend sollen wie im Abschnitt 5.2 noch die Temperaturlastfälle berücksichtigt werden. Sie können bzw. müssen den Lastfällen 1 bis 3 überlagert werden. Den Lastfällen 4 und 5 müssen diese Temperaturlastfälle nicht überlagert werden, da diese beiden Lastfälle wie schon zuvor erwähnt außergewöhnliche Lastfälle während notwendigen Reparaturen sind, und die Reparaturen sollen in Zeiten, in denen der Wärmespeicher keine Wärmeenergie aufgenommen hat, durchgeführt werden.

Gemäß Bild 5.3 sind im wesentlichen zwei grundlegende Temperaturbelastungen zu unterscheiden: eine Temperaturdifferenz von innen (im Speicher) und außen (Erdreich) (Lastfall 6) und ein Temperatursprung im Wasser von 32 K über 1 m Wandhöhe (ab Lastfall 7).

Lastfall 6: Temperaturdifferenz zwischen innen und außen:

Es werden die folgenden Lasten angesetzt:

a) innen wärmer: $\Delta T = 17 \text{ K}$

b) außen wärmer: $\Delta T = - 11 \text{ K}$

Dies führt bei einer Wandstärke von 150 mm nach linear-elastischer Rechnung zu folgenden Schnittgrößen:

a) $\Delta T = 17 \text{ K}$: $m = - 19,3 \text{ kNm/m}$

b) $\Delta T = - 11 \text{ K}$: $m = 12,5 \text{ kNm/m}$

Hier wurden die gleichen Temperaturdifferenzen zwischen Speicher innen und außen angesetzt wie für den Wärmespeicher aus Normalbeton. Bei ähnlichen Wärmeleitfähigkeiten von Ductal® und Normalbeton sollten diese Temperaturdifferenzen bei geringeren Bauteildicken aber eher niedriger ausfallen. Diese Abschätzung liegt also auf der sicheren Seite mit der Tendenz zum Überschätzen der Belastung.

Die Schnittgrößen in den folgenden Lastfällen mit einem Temperatursprung von 32 K über 1 m Wandhöhe werden hier zunächst ebenfalls linear-elastisch berechnet angegeben.

Der Temperatursprung wurde in einer Vielzahl von Rechnungen über die gesamte Bauteilhöhe geführt. Hier werden aber nur einige ausgewählte Beispiele angegeben, die die Bauteilbelastungen insbesondere auch in den Übergängen von der Zylinder- zu den jeweiligen Kegelschalen deutlich erhöhen (Lastfall 7 und 8) bzw. für zusätzlichen Zug in Ringrichtung sorgen (Lastfall 9).

Lastfall 7: Temperatursprung von 32 K über 1 m Wandhöhe am Zylinder ganz unten:

Es wurde die folgende Last angesetzt:

Temperatursprung $\Delta T = 32 \text{ K}$ über 1 m Wandhöhe

Mit dieser Belastung werden v.a. Randstörmomente im Übergangsbereich Zylinder – unterer Kegelstumpf (Kegelstumpfboden) erzeugt.

Die wichtigsten Schnittgrößen sind in Bild 5.19 wiedergegeben.

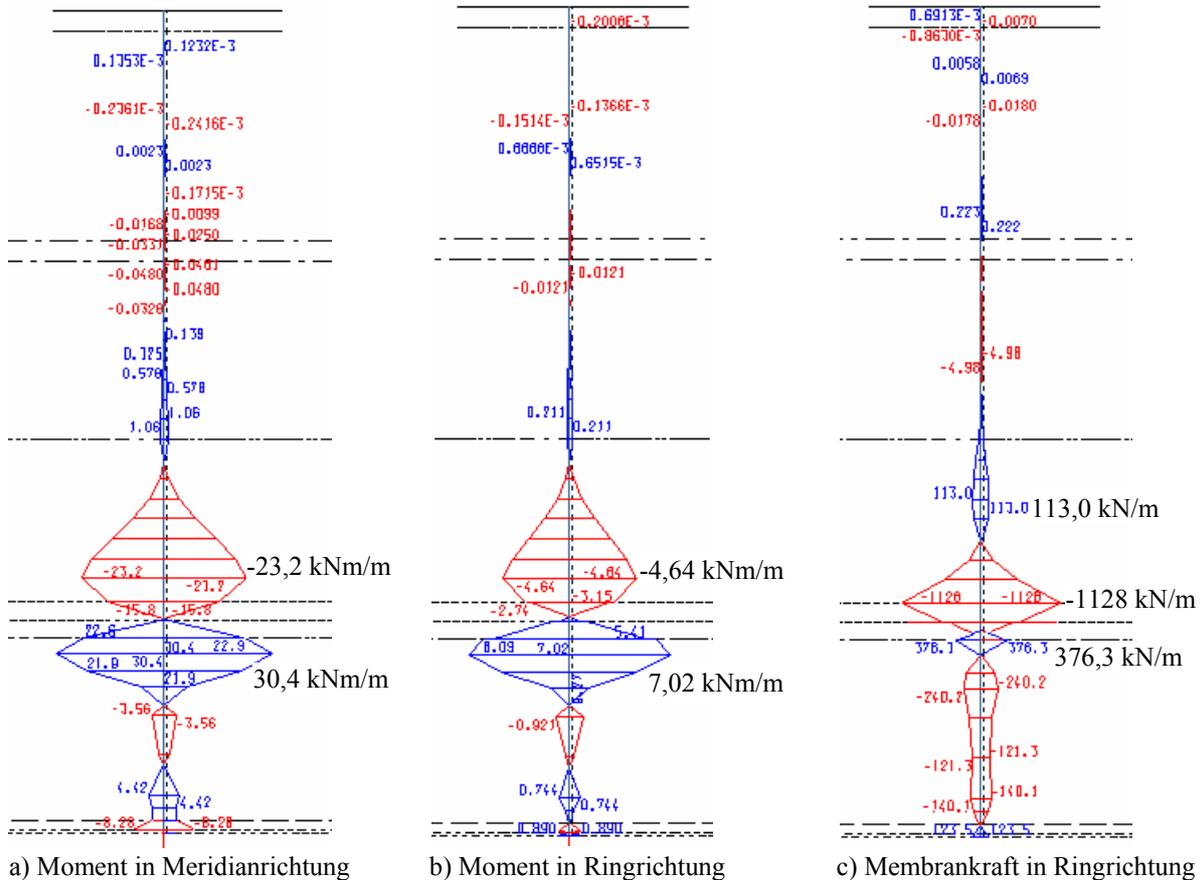


Bild 5.19: Schnittgrößen für den Lastfall 7

Fig. 5.19: Internal effects for load case 7

Im Vergleich zum Wärmespeicher aus Normalbeton (Bild 5.9) werden hier die Biegestörungen nach linear-elastischer Rechnung mehr als halbiert. Dies ist auf die geringere Wanddicke und die Ausrundung des Übergangsbereichs vom Zylinder zum Kegelstumpfboden zurückzuführen und zeigt ganz deutlich wie positiv sich eine geringere Wandstärke auf die Schnittgrößen auswirkt.

Lastfall 8: Temperatursprung von 32 K über 1 m Wandhöhe im Übergang Zylinder - Kegelmulddach:

Es wurde die folgende Last angesetzt:

Temperatursprung $\Delta T = 32$ K über 1 m Wandhöhe

Mit dieser Belastung wird v.a. das negative Biegemoment / Randstörmoment im Übergangsbereich Zylinder – oberer Kegelmulddach (Kegelmulddach) der Lastfälle 1 bis 3 erhöht.

Die wichtigsten Schnittgrößen sind in Bild 5.20 wiedergegeben.

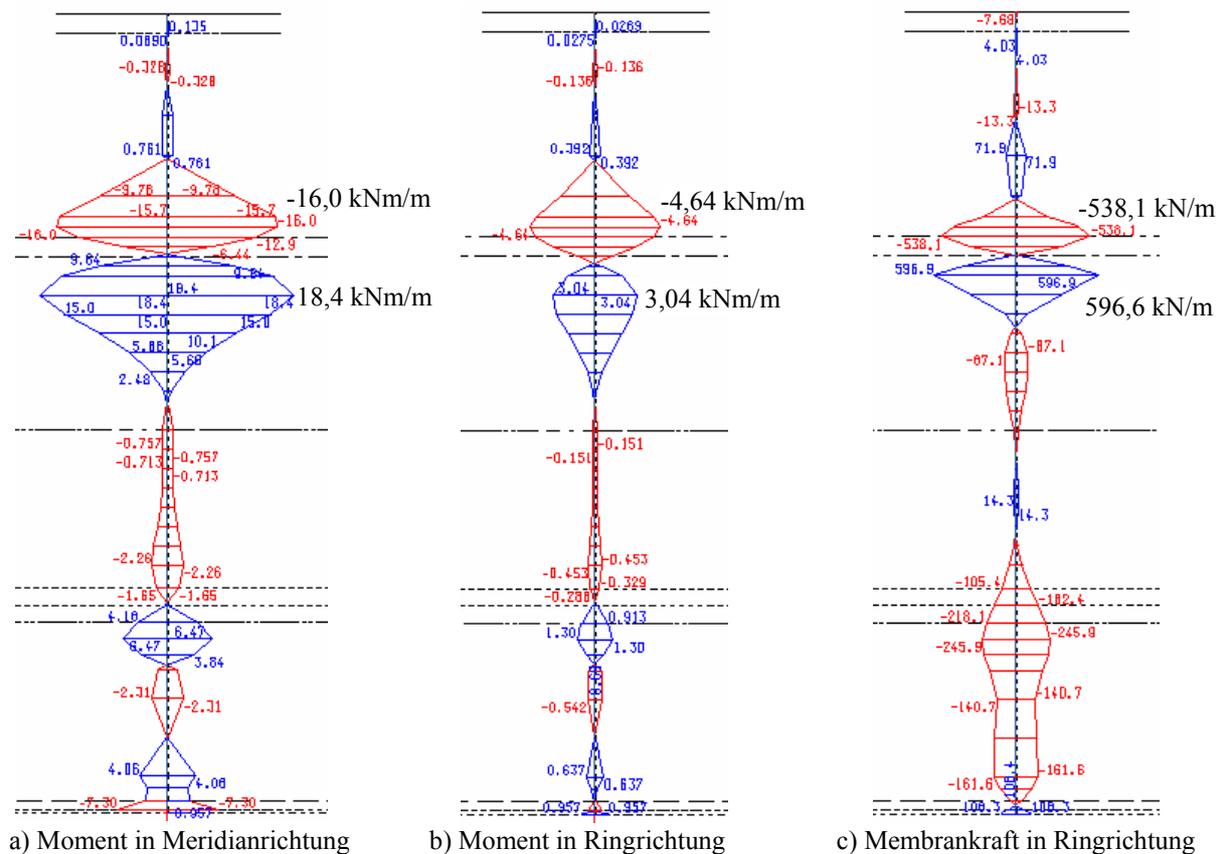


Bild 5.20: Schnittgrößen für den Lastfall 8

Fig. 5.20: Internal effects for load case 8

Der vergleichbare Lastfall 8 beim Wärmespeicher aus Normalbeton (Bild 5.10) zeigt deutlich höhere Randstörmomente; das maximale Biegemoment dort beträgt 65,1 kNm/m anstelle von 18,4 kNm/m hier.

Lastfall 9: Temperatursprung von 32 K über 1 m Wandhöhe in Zylindermitte:

Es wurde die folgende Last angesetzt:

Temperatursprung $\Delta T = 32$ K über 1 m Wandhöhe

Mit dieser Belastung wird neben den Biegemomenten auch ein starker Ringzug erzeugt. Die Schnittgrößen wandern mit dem Verschieben der Last ebenfalls mit nach oben bzw. unten, so dass auch ein platzieren der Temperaturbelastung außerhalb der Zylindermitte sinnvoll ist.

Die wichtigsten Schnittgrößen sind in Bild 5.21 wiedergegeben.

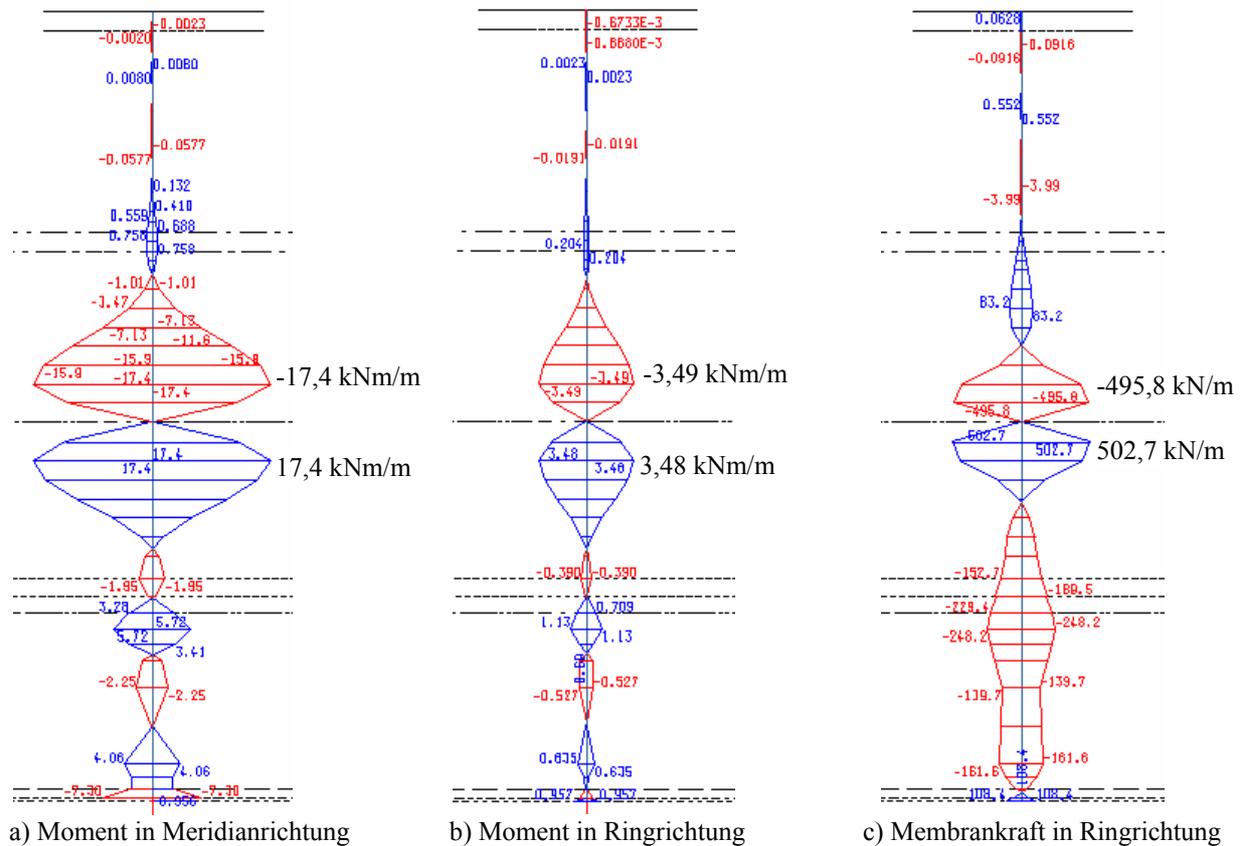


Bild 5.21: Schnittgrößen für den Lastfall 9

Fig. 5.21: Internal effects for load case 9

Auch hier sind die Biegemomente infolge Temperatur mit 17,4 kNm/m deutlich geringer als beim gleichen Fall mit Normalbeton mit 49,5 kNm/m (Bild 5.11). Bei diesem Lastfall spielen die Randstörungen aber eine deutlich geringere Rolle als bei den Lastfällen 7 und 8, so dass diese Schnittgrößen primär von der Temperaturerhöhung direkt und der Bauwerkssteifigkeit abhängen.

5.4.3 Zusammenfassung der Schnittgrößen und Bemessung

Überlagert man die Schnittgrößen aus den entsprechenden Lastfällen linear-elastisch, so ergeben sich in Meridianrichtung die maßgebenden Schnittgrößen in den Übergangsbereichen von Zylinder zu Kegelstumpfboden bzw. -dach. Die Schnittgrößen liegen in der folgenden Größenordnung:

a) Übergang Zylinder – Kegelstumpfboden:

Moment: $m = 50 \text{ kNm/m}$ (davon über 30 kNm/m aus Temperatur)

Membrankraft: $n = 50 \text{ kN/m}$

Dies führt bei Annahme einer linearen Spannungsverteilung zu einer Randzugspannung von:

$$\sigma = \sigma_{\text{Moment}} + \sigma_{\text{Membrankraft}} = 13,33 \text{ MPa} + 0,33 \text{ MPa} = 13,7 \text{ MPa}$$

b) Übergang Zylinder – Kegelstumpfdach:

Moment: $m = 45 \text{ kNm/m}$ (davon 37 kNm/m aus Temperatur)

Membrankraft: $n = 200 \text{ kN/m}$

Dies führt bei Annahme einer linearen Spannungsverteilung zu einer Randzugspannung von:

$$\sigma = \sigma_{\text{Moment}} + \sigma_{\text{Membrankraft}} = 12 \text{ MPa} + 1,33 \text{ MPa} = 13,3 \text{ MPa}$$

Diese Spannungen liegen unterhalb der zulässigen Spannungen. In den Versuchen gemäß Abschnitt 3 sind für die 150 mm Prismen Biegezugfestigkeiten von etwa 18 MPa (Mittelwert) erreicht worden. Vergleicht man die in den Versuchen gemäß Abschnitt 3 gemessenen Zugfestigkeiten (zentrische Zugfestigkeit und Biegezugfestigkeit für 70 mm Prismen) mit den Angaben von Chanvillard und Rigaud (2003), dann sollte nach den Angaben von Lafarge Ductal® heute auch noch wesentlich höhere Biegezugfestigkeiten aufweisen können. Während in den eigenen Versuchen beispielsweise die mittleren zentrischen Zugfestigkeiten unter 10 MPa lagen, sprechen Chanvillard und Rigaud (2003) von einem Mittelwert von $15,1 \text{ MPa}$.

Aber auch die 18 MPa reichen für den Nachweis aus. Wie in Abschnitt 4.3.3.1 angegeben sehen die französischen Recommandations AFGC, SETRA (2002) einen Teilsicherheitsbeiwert für Zugbeanspruchungen von $\gamma_{\text{bf}} = 1,3$ für normale, kombinierte Lasteinwirkungen vor. Damit würde der Bemessungswert der Biegezugfestigkeit $18 \text{ MPa} / 1,3 = 13,85 \text{ MPa}$ betragen.

Die hier angenommene lineare Spannungsverteilung ist nur eine Rechenvereinfachung. Realitätsnaher und in Anlehnung an die französischen Recommandations bzw. Bild 4.14 stellt sich für ein Biegemoment von 50 kNm/m eine Spannungsverteilung wie in Bild 5.22 im Querschnitt ein.

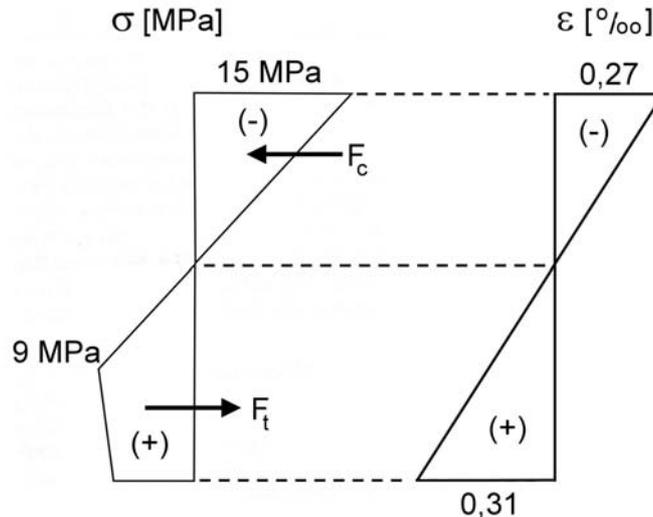


Bild 5.22: Spannungs- und Dehnungsverteilung im Querschnitt für $m = 50 \text{ kNm/m}$
 Fig. 5.22: Stress and strain distribution in the cross section for $m = 50 \text{ kNm/m}$

Aufbauend auf den Versuchen gemäß Abschnitt 3 wurde eine maximale Zugfestigkeit von 9 MPa angesetzt. Der Querschnitt ist noch lange nicht voll ausgenutzt, insbesondere die Druckzone hat noch ausreichende Reserven. Obwohl der Querschnitt gerissen ist, erstreckt sich die Druckzone fast noch über die halbe Querschnittshöhe, so dass die Dichtigkeit des Speichers selbst bei Beachtung der ungünstigen, erhöhten Bemessungslasten gewährleistet sein sollte. Wie zuvor angegeben bestehen die Biegemomente nach linear-elastischer Rechnung zudem zu etwa zwei Dritteln aus Temperaturlasten. Diese Beanspruchungen hängen aber direkt von der Bauwerkssteifigkeit ab und werden mit zunehmender Rissbildung (wie hier) kleiner. D.h. betrachtet man das gerissene Bauwerk, so fallen diese Temperaturbeanspruchungen (deutlich) geringer aus als in diesem Abschnitt angegeben. Dies müsste bei einer ausführlichen Bemessung detailliert betrachtet werden. Auf jeden Fall erhöht sich die Sicherheit durch die sinkenden Temperaturschnittgrößen weiter, sodass in Meridianrichtung keine Probleme zu erwarten wären.

Die Ringrichtung ist ebenfalls weitestgehend unkritisch, insbesondere im Bereich der Zylinderschale, welche vorgespannt ist. Nur im Übergangsbereich von der Zylinderschale zum Kegelstumpfdach treten in Ringrichtung sehr hohe Zugspannungen auf. Die Schnittgrößen im einzelnen betragen:

Membrankraft: $n = 1360 \text{ kN/m}$ (davon etwa 600 kN/m aus Temperatur)

Moment: $m = 18 \text{ kNm/m}$ (im Wesentlichen aus Temperatur)

Dies führt bei Annahme einer linearen Spannungsverteilung zu einer Randzugspannung von:

$$\sigma = \sigma_{\text{Moment}} + \sigma_{\text{Membrankraft}} = 4,8 \text{ MPa} + 9,07 \text{ MPa} = 13,9 \text{ MPa}$$

Dieser Fall ist insofern besonders kritisch, da $9,1 \text{ MPa}$ aus der unter Annahme einer linearen Spannungsverteilung berechneten Randzugspannung aus zentrischem Zug stammen. Erreicht Lafarge wie von Chanvillard und Rigaud (2003) angegeben bei Ductal® eine zentrische Zugfestigkeit von etwa 15 MPa und eine entsprechend höhere Biegezugfestigkeit, dann könnte der Querschnitt mit einer Höhe $h = 150 \text{ mm}$ annähernd ausreichend sein – insbesondere wenn man den Steifigkeitsabfall infolge Rissbildung und die damit verbundenen geringeren Temperaturschnittgrößen berücksichtigt. Unter Ansatz der Messwerte der Versuche gemäß Abschnitt 3 reicht die Querschnittshöhe im Übergangsbereich Zylinder-oberer Kegelstumpf so aber

nicht aus. Als Lösung könnte eine lokale Vergrößerung der Querschnittshöhe, eine zusätzliche Vorspannung oder eine örtliche Bewehrung mit Schlaffstahl in diesem Bereich dienen – ohne dass der Speicher wesentlich verändert werden muss. Der hier vorgestellte Speicher stellt also eine realistische Voraussetzung für die spätere Kostenermittlung dar.

Im täglichen Betrieb wird der Speicher relativ schwach belastet und die Querschnitte werden bei Weitem nicht ausgenutzt. Die Temperaturlasten, die hier einen Großteil der Schnittgrößen ausmachen treten ja nicht täglich auf, sondern stellen die maximal möglichen Lasten dar. Ist die Temperatur im Speicher einigermaßen gleich verteilt, so treten im Wesentlichen die Schnittgrößen gemäß Lastfall 1 auf, und die führen in Meridianrichtung gerade einmal zu 4 MPa maximalem Zug (v.a. Biegezug) und in Ringrichtung zu 4 MPa zentrischem Zug. D.h. der Speicher ist gänzlich ungerissen.

Für einen Speicher wie in Friedrichshafen-Wiggenhausen aus Ductal® ist eine kombinierte Ortbeton- und Fertigteillösung denkbar. Der Kegelstumpfboden soll elastisch auf dem Erdreich gebettet werden, und dies erreicht man am besten, wenn der Kegelstumpfboden direkt gegen das Erdreich betoniert wird (mit Sauberkeitsschicht). Der Wärmespeicher oberhalb des Kegelstumpfbodens, d.h. die Zylinderwand und das Kegelstumpfdach, lässt sich aus Fertigteilen zusammensetzen. Ein möglicher Fugenverlauf ist in Bild 5.23 dargestellt, und demnach würden sich etwa 800 m Fugenlänge ergeben (300 m Fugen in Ringrichtung, 500 m Fugen in Meridianrichtung). Die Zylinderwand soll extern vorgespannt werden (Wickelvorspannung, o.ä.).

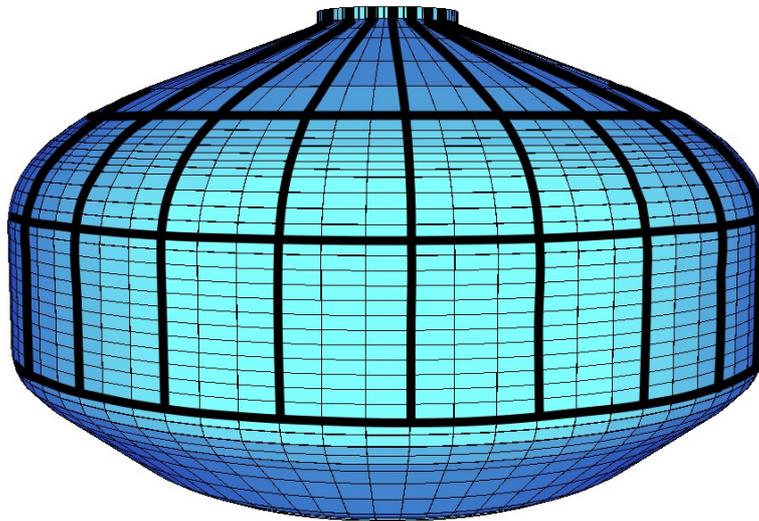


Bild 5.23: Möglicher Fugenverlauf für den Wärmespeicher Friedrichshafen aus Ductal®

Fig. 5.23: Possible joint design for the hot-water tank in Friedrichshafen out of Ductal®

5.5 Vergleich der Kosten

Abschließend sollen die Kosten für einen Wärmespeicher wie in Friedrichshafen-Wiggenhausen aus Normalbeton mit Edelstahlauskleidung, aus hochfestem Beton und aus Ductal® bzw. UHFB gegenüber gestellt werden. Die Kosten für Aushub, Verfüllung, Wärmedämmung, o.ä. sind in allen Fällen ähnlich, sodass v.a. der Kostenvergleich des Betontragwerks selbst von Interesse ist. Die Kosten orientieren sich an Vorgaben für den Arbeitskreis Wärmespeicher [Lichtenfels (2000)] und erfassen die aktuellen Preise für Beton. Als Vergleichswert gilt die Kalkulation von Lichtenfels (2001) für den Wärmespeicher Friedrichshafen im Rahmen des Arbeitskreises Wärmespeicher (AK WSP 01 in den Tabellen 5.3 und 5.4). Neue Preisanfragen in Stuttgart und München in den Jahren 2002 /2003 ergaben einen etwas höheren Preis von etwa 100 Euro/m³ für Normalbeton und Preise ab ca. 210 Euro/m³ für hochfesten Beton B 85. Diese Preise können aber stark variieren, sowohl nach oben als auch nach unten, so lag das teuerste Angebot für B 85 beispielsweise bei über 300 Euro/m³. Neben der benötigten Menge hat auch die Erfahrung der Betonwerke großen Einfluss auf den Preis.

Da Ductal® bislang noch nicht auf dem deutschen Markt eingesetzt wurde und kein „Standardprodukt“ ist, ist nur eine grobe Kostenschätzung möglich. Aitcin und Richard (1996) nennen einen Materialpreis von 1242 US-\$/m³; Bouygues (1998) gibt einen Materialpreis von 6000 bis 8000 Francs/m³ (= 915 bis 1220 Euro/m³) an. Aufgrund dieser Angaben sowie einer inoffiziellen Preisschätzung von Lafarge muss hier aktuell ein Preis von etwa 1.600 Euro/m³ (oder mehr) für eingebautes Ductal® inklusive Schalung angesetzt werden. Dieser Preis ist aber sicherlich auch darauf zurückzuführen, dass es sich um ein neues Produkt handelt, das derzeit exklusiv angeboten wird. Ein Konkurrenzprodukt zu diesem Feinkornbeton ist zur Zeit noch nicht auf dem Markt, aber an mehreren Stellen werden Rezepturen für UHFB als Feinkornbeton sowie auch mit groben Zuschlägen entwickelt, sodass in absehbarer Zeit Konkurrenzprodukte auf dem deutschen Markt zu erwarten sind.

Im Rahmen der 3. Kasseler Baustoff- und Massivbautage „Ultra-Hochfester Beton: Planung und Bau der ersten Brücke mit UHPC in Europa“ am 10. September 2003 an der Universität Kassel wurden von den Projektleitern Prof. Schmidt und Prof. Fehling sowie ihren Mitarbeitern Materialpreise für UHFB von 550 bis 600 Euro/m³ genannt, wobei etwa 150 bis 200 Euro/m³ auf die Betoninghaltsstoffe ohne Fasern und 400 Euro/(m³ UHFB) auf die Fasern entfallen. In Kassel werden zur Zeit noch Betone mit 2,5 Vol-% untersucht, wobei in Zukunft der Fasergehalt bis auf 1 Vol-% reduziert werden soll [Schmidt (2003)]. Der Faserpreis liegt bei 2 Euro/kg. In den üblichen Ductal®-Mischungen wird ein Fasergehalt von 2 Vol-% verwendet.

Bei einem Materialpreis von 550 bis 600 Euro/m³ sollte bei entsprechend vorhandener Konkurrenz aber ein Preis für den eingebauten UHFB in der Größenordnung von 1.000 Euro/m³ erreicht werden können. Dies liegt deutlich unter den aktuellen Preisen für Ductal® und bietet selbst wenn der Preis etwas höher als 1.000 Euro/m³ liegen sollte gute Perspektiven für einen preisgünstigen Bau eines Wärmespeichers aus UHFB bzw. Ductal®.

Der Materialmengen- und Kostenvergleich ist in den Tabellen 5.2 bis 5.4 wiedergegeben. Es handelt sich dabei jeweils um die Kosten für das eingebaute Material (inklusive Schalung, etc.)

Tabelle 5.2: Benötigte Materialmengen für den Wärmespeicher in Friedrichshafen-Wiggenhausen aus unterschiedlichen Betonarten.

Table 5.2: Amount of materials for the hot-water tank in Friedrichshafen-Wiggenhausen out of different types of concrete

	Normalbeton NB mit Edelstahlauskleidung	Hochfester Beton HFB	Ductal® bzw. UHFB
Beton Speicherboden [m ³]	330 ^{x)}	300 ^{x)}	145
Beton Zylinderwand [m ³]	300	270	145
Beton Speicherdach [m ³]	300 ^{xx)}	270 ^{xx)}	130
Bewehrungsstahl [t]	167	330	8
Spannstahl [t]	11	11	11
Edelstahlauskleidung [m ²]	2.780	keine	keine

^{x)} inklusive Versteifungsträger zwischen Boden und Zylinder

^{xx)} inklusive Versteifungsträger am Einstieg und zwischen Zylinder und Dach

Tabelle 5.3: Einheitspreise für den Wärmespeicher in Friedrichshafen-Wiggenhausen aus unterschiedlichen Betonarten.

Table 5.3: Unit price for the hot-water tank in Friedrichshafen-Wiggenhausen out of different types of concrete

	Normalbeton NB mit Edelstahlauskleidung		Hochfester Beton HFB	Ductal® UHFB	UHFB Zukunfts- prognose
	AK WSP 01 (gerundet)	2003	2003	2003	
Beton Speicherboden [Euro/m ³]	118	145	260	1.600	1.000
Beton Zylinderwand [Euro/m ³]	384	415	525		
Beton Speicherdach [Euro/m ³]	608	640	750		
Bewehrungsstahl [Euro/t]	740	740	740	740	740
Spannstahl [Euro/t]	3.886	3.850	3.850	3.000	3.000
Edelstahlauskleidung [Euro/m ²]	102	95	————	————	————

Tabelle 5.4: Gesamtpreise für den Wärmespeicher in Friedrichshafen-Wiggenhausen aus unterschiedlichen Betonarten.

Table 5.4: Total price for the hot-water tank in Friedrichshafen-Wiggenhausen out of different types of concrete

Positionsnummer Arbeitskreis Wärmespeicher (AK WSP)	Bezeichnung	Normalbeton NB mit Edelstahlauskleidung		Hochfester Beton	Ductal® UHFB	UHFB Zukunfts- prognose	
		AK WSP 01	2003	2003	2003		
5	Erschließung des Speichervolumens						
	Beton Speicherboden [Euro]	38.940	47.850	78.000	672.000	420.000	
	Beton Zylinderwand [Euro]	115.200	124.500	141.750			
	Beton Speicherdach [Euro]	182.400	192.000	202.500			
		Zwischensumme Beton + Schalung	336.540	364.350	422.250	672.000	420.000
		Bewehrungsstahl [Euro]	123.580	123.580	244.200	5.920	5.920
		Spannstahl [Euro]	42.746	42.350	42.350	33.000	33.000
8	Edelstahlauskleidung [Euro]	283.560	264.100	—	—	—	
5+8	Gesamtpreis Betontragwerk [Euro]	786.426	794.380	708.800	710.920	458.920	
	Preis Betontragwerk bezogen auf das Wasservolumen [Euro/m³]	67,80	68,48	61,10	61,29	39,56	
	Prozentuale Kosten Betontragwerk	100 %	101,0 %	90,1 %	90,4 %	58,4 %	
1	Standortuntersuchungen [Euro]	5.113					
2	Baustelleneinrichtung [Euro]	80.697					
3	Erdarbeiten / Raum [Euro]	148.117					
4	Wasserhaltung, Drainage [Euro]	62.378					
6	Be- und Entladeeinrichtung [Euro]	77.102					
7	Wärmedämmung [Euro]	131.998					
9	Wasserhaltung [Euro]	0					
10	Sonstiges [Euro]	23.724					
11	Landschaftsgestaltung, Grünanlage, Fassade [Euro]	17.916					
1 - 11	Erweiterte Rohbaukosten [Euro]	1.333.471	1.341.425	1.255.845	1.257.965	1.005.965	
	Erweiterte Rohbaukosten bezogen auf das Volumen (11.600 m³) [Euro/m³]	114,95	115,64	108,26	108,45	86,72	
	Prozentuale erweiterte Rohbaukosten	100 %	100,6 %	94,2 %	94,3 %	75,4 %	

5.6 Diskussion der Kosten und Schlussfolgerungen

Für einen großen Wärmespeicher wie in Friedrichshafen mit einem Wasservolumen von $V = 11.600 \text{ m}^3$ aus Normalbeton mit Edelstahlinnenauskleidung (NB) wurde ein Vergleich mit Lösungen aus HFB und UHFB durchgeführt.

Eine Reduktion der Kosten ist möglich, wobei bei den heutigen Preisen die Reduzierung der Kosten v.a. beim Übergang von Normal- zu hochfestem Beton vorhanden ist. Dies liegt an den zur Zeit noch hohen Materialkosten für UHFB bzw. Ductal®. Zur Zeit gibt es noch kein Konkurrenzprodukt zu Ductal® auf dem Markt, und es fehlen zudem notwendige Erfahrungen mit einem Bauprojekt in Deutschland. Betrachtet man aber die Materialkosten, so lässt sich eine gute Abschätzung für die zukünftigen Marktpreise, wenn UHFB in Deutschland vermehrt eingesetzt wird und eine gewisse Konkurrenz auf dem Markt besteht, treffen. Mit den hier abgeschätzten Kosten von 1000 Euro/m^3 für den eingebauten UHFB ließen sich die Kosten für das dichte Betontragwerk im Vergleich zur Normalbetonlösung um über 40 % reduzieren und die erweiterten Rohbaukosten um etwa 25 %.

Im Einzelnen steht bei den Kosten des Betontragwerks der deutlichen Erhöhung der Kosten durch den UHFB, d.h. den Materialkosten, neben einer Reduzierung des Montage- und Schalungsaufwandes durch Verwendung von Fertigteilen auch ein Wegfall der Kosten für den Edelstahl (264 T Euro) und eine Kostenminderung beim Bewehrungsstahl (118 T Euro) im Vergleich zur Normalbetonlösung gegenüber.

Bei den aktuellen Preisen für Ductal® liegen eine Lösung mit diesem UHFB und eine mit einem HFB auf gleichem Kostenniveau. Allerdings ist der aktuelle Preis nicht aussagekräftig für zukünftige Preise von UHFB wie die zuvor genannten 3. Kasseler Baustoff- und Massivbautage gezeigt haben. Bei zukünftig geringeren Kosten weist eine UHFB-Lösung deutliche Kosteneinsparmöglichkeiten gegenüber einem Speicher aus HFB auf (s. Tabelle 5.4).

Die erweiterten Rohbaukosten für den Speicher fallen dann von 115 €/m^3 bei NB auf 108 €/m^3 bei HFB und auf 87 €/m^3 bei UHFB ab. Bemerkenswert ist dabei, dass die Kosten für die dichte Betonstruktur alleine prozentual viel stärker abfallen, und zwar von 68 €/m^3 bei NB auf 61 €/m^3 bei HFB und auf 40 €/m^3 bei UHFB. Der UHFB - Wärmespeicher weist also nur noch 59 % der Kosten des NB-Speichers auf.

Bei weiteren Optimierungen, z.B. abschnittsweise unterschiedliche Wandstärken oder geringeren Temperaturgradienten (durch verbesserte Wärmeeinleitung, etc.) bei den Lastannahmen sind weitere Kosteneinsparungen möglich.

Bei Verwendung von UHFB sind durch den Einsatz von Fertigteilen weitere Kostenreduzierungen bei der Baustelleneinrichtung wahrscheinlich. Diese Kostenersparnis wurde hier auf der sicheren Seite liegend noch nicht angesetzt.

Man darf außerdem aber nicht außer acht lassen, dass Ductal® bzw. UHFB eine deutlich höhere Dichtigkeit als hochfester Beton besitzt, sodass zur Preissenkung auch ein niedrigerer Wasserverlust pro Jahr hinzukommt.

Letztendlich kann nur ein Pilotprojekt zu einer realistischen Kostenschätzung führen und das Potential von UHFB aufzeigen.

6 Typenspeicher aus UHFB (Ductal®)

6.1 Fertigteile aus UHFB (Ductal®)

Ein Großteil der Kosten von Ortbetonbauwerken geht auf das Konto der notwendigen Schalungen. Insbesondere bei (doppelt) gekrümmten Flächentragwerken bereitet die Schalung sehr hohe Kosten, da sie sehr aufwendig herzustellen ist. Auf der anderen Seite sind (doppelt) gekrümmte Tragwerke besonders günstig, was die Lastabtragung betrifft. Außerdem können mit allmählichen Übergängen von der Zylinder- zu den Kegelstumpfschalen die Randstörmomente reduziert werden, wie bereits in Abschnitt 5.4 gezeigt wurde. Diese Krümmungen lassen sich, wenn überhaupt, nur mit Fertigteilen wirtschaftlich realisieren. Bei rotationssymmetrischen Bauwerken wie den Wärmespeichern lässt sich die Außenwand in Umfangsrichtung relativ einfach in lauter gleiche Fertigteile zerlegen; z.B. bei kleineren Typenspeichern mit $V = 1.000 \text{ m}^3$ in 12 Elemente, die sich jeweils über 30° erstrecken und nochmals in der Höhe in 3 Abschnitte unterteilt sind (Bild 6.1).

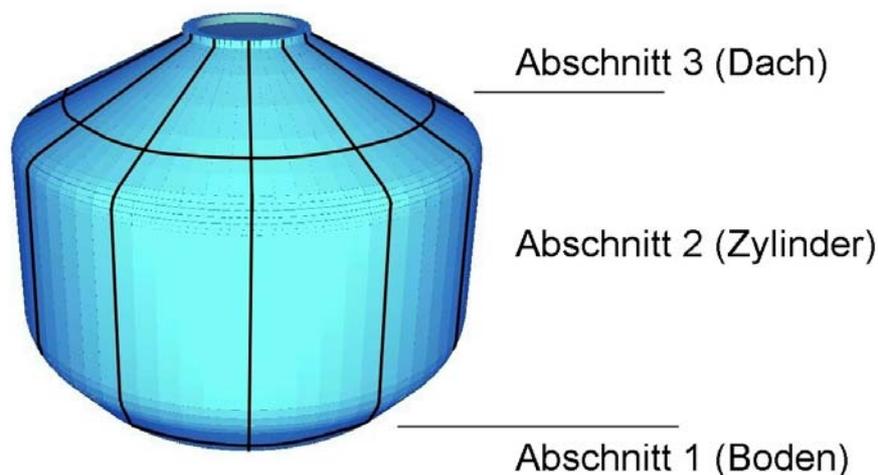


Bild 6.1: mögliche Anordnung von Fertigteilfugen

Fig. 6.1: possible arrangement of joints between prefabricated elements

Da UHFB eine deutlich höhere Festigkeit aufweist als Normalbeton, können mit ihm vergleichsweise dünne Bauteildicken erreicht werden. Dies vereinfacht wiederum den Transport und den Aufbau der Fertigteile. Dass die Fertigteile über eine entsprechende Fugenausbildung kraftschlüssig verbunden werden können, belegen die Versuche in Abschnitt 3.3.

Fertigteile haben zudem den Vorteil, dass man sie einer Wärmebehandlung unterziehen kann; so erreichen sie dann beispielsweise bereits nach etwa 4 und nicht erst nach 28 Tagen ihre gewollte Endfestigkeit. Diese liegt zudem noch meist über den Festigkeiten von nicht wärmebehandeltem UHFB. Wie in Abschnitt 4.3.2.7 bereits angegeben zeigt wärmebehandelter UHFB darüber hinaus kein Schwinden mehr, und die Langzeitkriechzahl sinkt von $\Phi = 0,8$ auf $\Phi = 0,2$.

Eines der ersten kommerziell vertriebenen UHFB-Produkte ist das in Abschnitt 2 vorgestellte Ductal® der Firmen Bouygues, Lafarge und Rhodia. Es gibt bereits ein paar Bauwerke aus Ductal® bzw. dem Vorgängerprodukt BPR. Diese verzichten im Normalfall komplett auf schlaffe Bewehrung und spannen den UHFB falls nötig vor. Als Beispiele für die erfolgreiche Anwendung von Fertigteilen seien hier die erste Brücke aus UHFB in Sherbrooke, Kanada (Bild 6.2) oder die Überdachung eines Klinkersilos in Joppa, USA genannt (Bild 6.3).

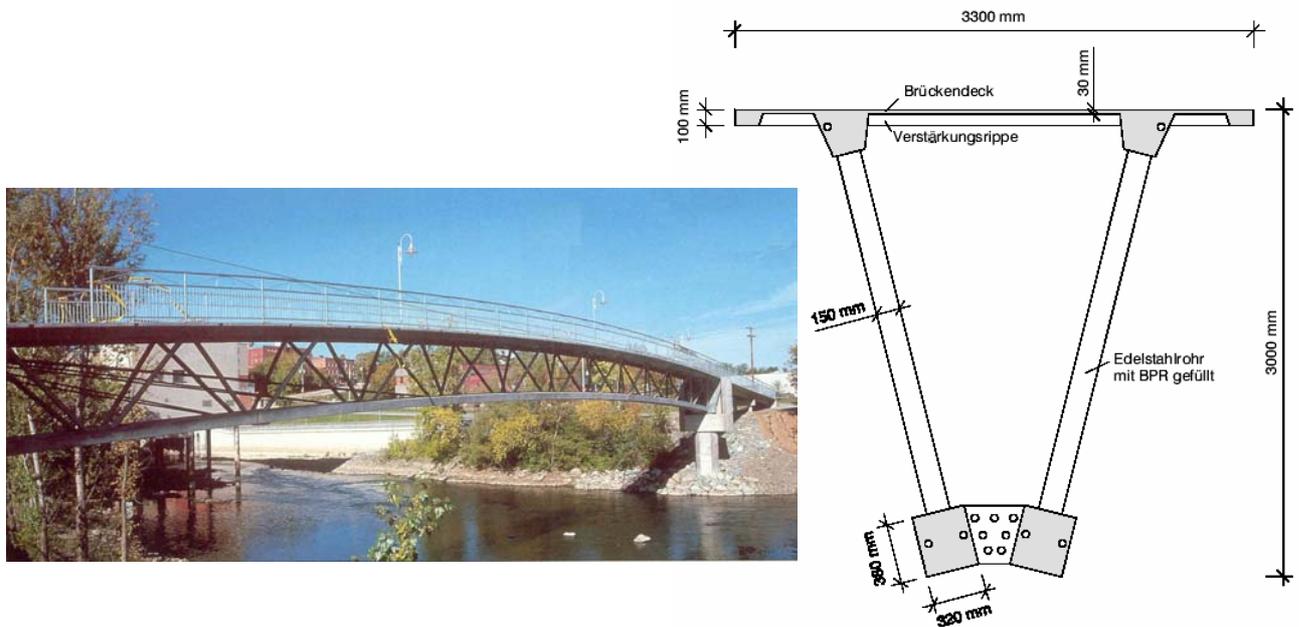


Bild 6.2: Fußgängerbrücke von Sherbrooke, Kanada [nach: Blais, Couture (1999)]

Fig. 6.2: Pedestrian bridge of Sherbrooke, Canada

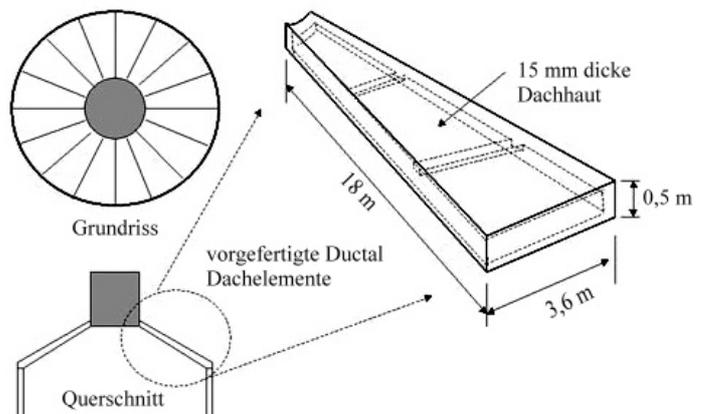


Bild 6.3: Überdachung eines Klinkersilos in Joppa, USA [Lafarge: www.imagineductal.com]

Fig. 6.3: Roof of a clinker dome in Joppa, USA

6.2 Formen und Konzepte für Wärmespeicher

Der im vorigen Abschnitt vorgestellte Einsatz von Fertigteilen erlaubt es, gegenüber Ort beton freiere Formen oder Übergänge zwischen Schalentypen (z.B. Kegelstumpf zu Zylinder) zu verwenden. Bislang ausgeführte Wärmespeicher aus Ort beton wie z.B. in Friedrichshafen-Wiggenhausen (Bild 6.4) weisen aus Kostengründen (Schalungsaufwand) einen deutlichen Knick im Übergang der Kegelstumpf- zur Zylinderschale auf; dies führt zu geometrischen Verträglichkeitsproblemen und somit zu Randstörmomenten.

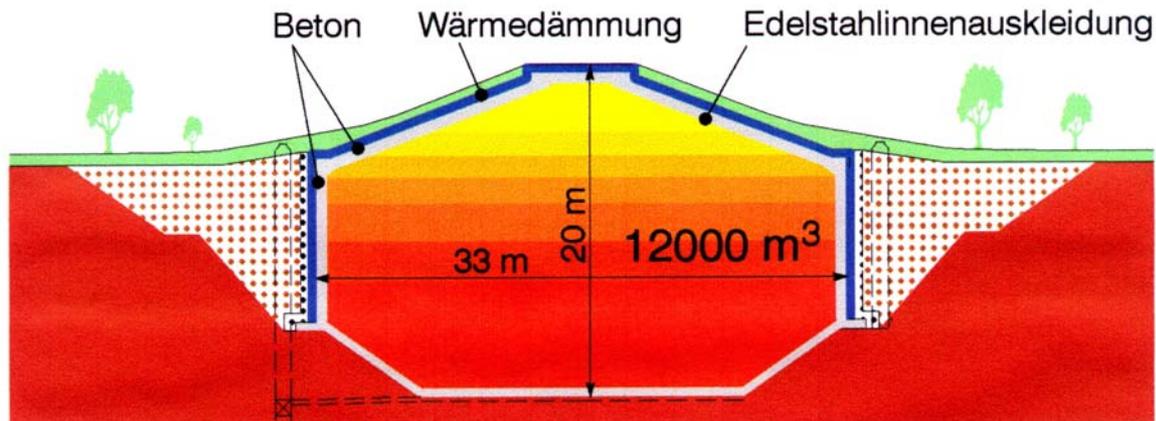
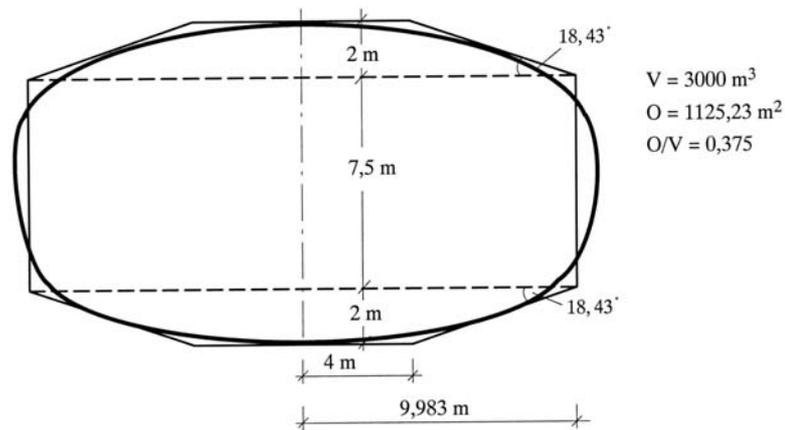


Bild 6.4: Wärmespeicher in Friedrichshafen-Wiggenhausen
Fig. 6.4: Hot-water tank in Friedrichshafen-Wiggenhausen

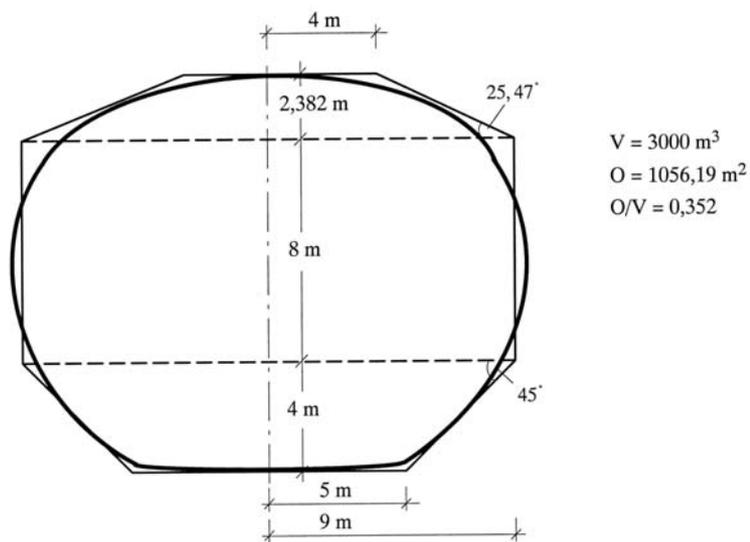
Um solche Randstörmomente völlig zu vermeiden müsste die Form des Wärmespeichers optimiert werden, so dass am Ende ein kontinuierlich gekrümmtes Bauwerk stehen würde. Diese optimale Form hängt aber auch von den einwirkenden Lasten, der Bettung, etc. ab und ist somit nicht für alle Randbedingungen gleich. Eine vollkommen freie Form bedeutet zudem eine sehr aufwendige Schalungsherstellung und somit Kosten. Eine sinnvolle Zwischenlösung ist das „Ausrunden“ der Ecken im Übergangsbereich von Kegelstumpf- zu Zylinderschale, sodass die Randstörungen mit vertretbarem Aufwand reduziert werden.

Einige denkbare freie Formen sind in den Bildern 6.5 und 6.6 wiedergegeben. Hierbei handelt es sich um erste Überlegungen zu einem mehrfach einzusetzenden Typenspeicher. Betrachtet wurden dabei 2 Speichergrößen: 1.000 m^3 bzw. 3.000 m^3 . In den Bildern ist zunächst eine herkömmliche Speicherform zusammengesetzt aus Kegelstumpf- und Zylinderschalen angegeben, in die dann eine denkbare freie Form eingepasst ist. Die Angaben zum Volumen V und zur Oberfläche O beziehen sich noch auf die herkömmliche Speicherform und sollen mit ihrem O/V -Verhältnis eine Orientierungshilfe geben: je kleiner O/V desto besser.

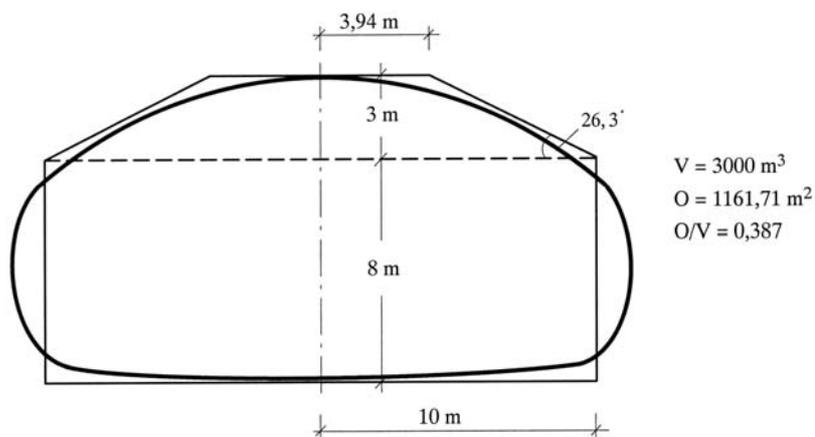
Die 3.000 m^3 -Speicher wurden nicht weiter verfolgt, da sie relativ groß für einen Typenspeicher erscheinen. Von den 1.000 m^3 -Speichern wird später der im Bild 6.6a dargestellte weiterverfolgt, da er für die Speichergröße ein relativ gutes O/V -Verhältnis aufweist. Allerdings werden später nur die Übergänge zwischen den einzelnen Schalenabschnitten ausgerundet, um den Herstellungsaufwand in Grenzen zu halten.



a) Variante 1



b) Variante 2



c) Variante 3

Bild 6.5: Mögliche Formen für einen Typenspeicher mit Volumen $V = 3.000 \text{ m}^3$
 Fig. 6.5: Possible shapes for a standard hot-water tank with volume $V = 3.000 \text{ m}^3$

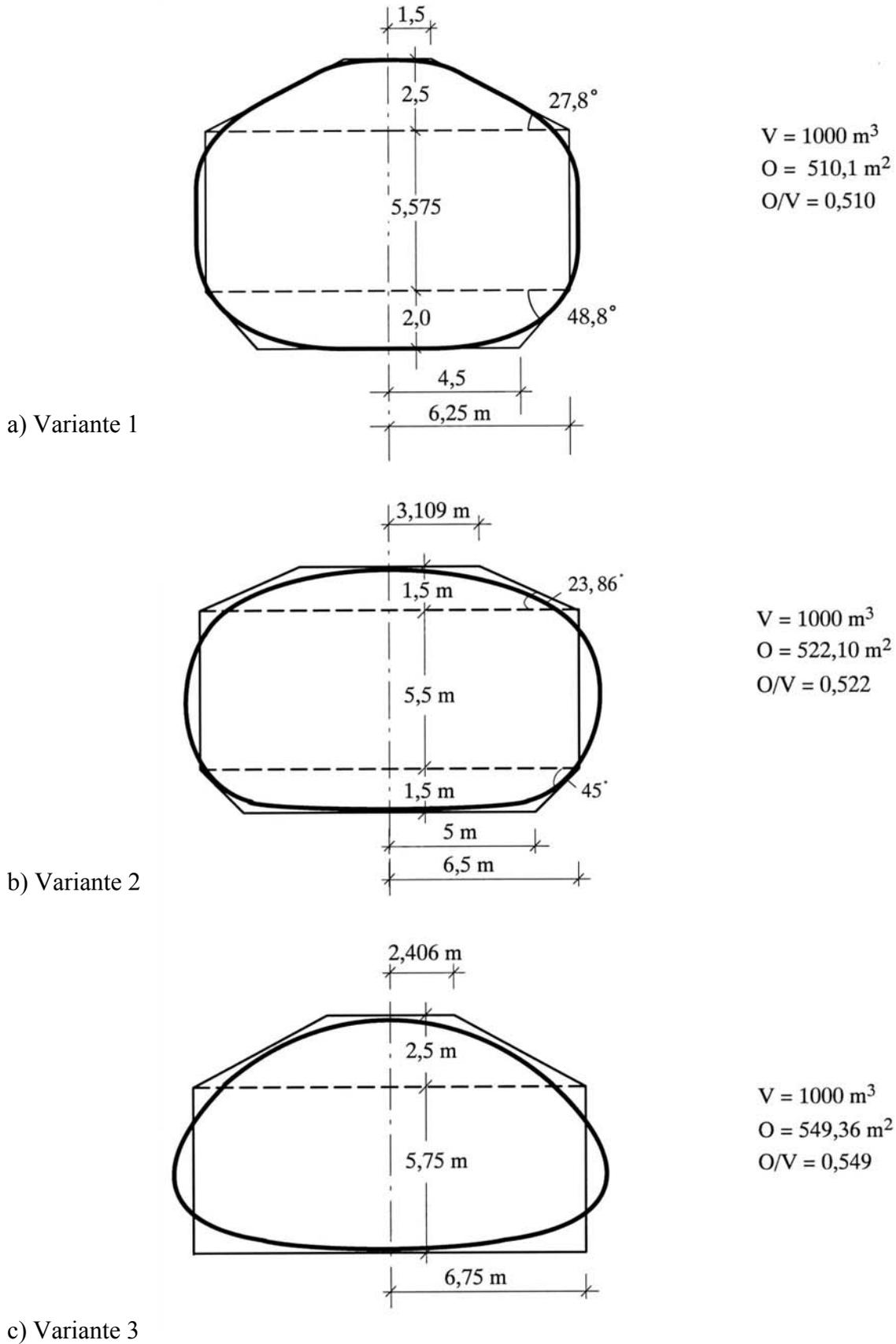


Bild 6.6: Mögliche Formen für einen Typenspeicher mit Volumen $V = 1.000 \text{ m}^3$
 Fig. 6.6: Possible shapes for a standard hot-water tank with volume $V = 1.000 \text{ m}^3$

Der vom Wasserdruck erzeugte Ringzug kann v.a. im Bereich des vertikalen Zylinders leicht durch eine Vorspannung aufgenommen werden. Um Fertigteile vor- und zusammenzuspannen gibt es 2 Möglichkeiten: entweder man sieht Hüllrohre für eine spätere interne Vorspannung vor oder man verwendet eine externe Vorspannung. Mit UHFB kann man sehr dünne Bauteilabmessungen erreichen, in welchen im Grunde nicht genügend Platz für Hüllrohre vorhanden ist. Aus diesem Grunde scheint eine externe Vorspannung, wie z.B. eine Wickelvorspannung, die bessere Alternative zu sein. Dass der Wärmespeicher nur im Übergangsbereich von Kegelstumpf- zu Zylinderschale ausgerundet wird, bietet auch Vorteile für das Anbringen der externen Vorspannung, das somit vorzugsweise auf vertikalen Wänden erfolgen kann. An einer geraden Zylinderwand hat man nicht die Gefahr, dass die Spannglieder nach oben bzw. unten „wegrutschen“ und gehalten werden müssten.

Allerdings müssen für eine externe Vorspannung weitere Untersuchungen erfolgen. Bei den heute üblichen Spanngliedern kann es bei Temperaturen von ständig um 95°C „zu einer mechanischen Verformung des erwärmten PE-Mantels kommen. Da eine allseitige Stützung des PE-Mantels durch z.B. Beton bei der externen Vorspannung entfällt, kann das PE des Monolitzenmantels unter der ständig wirkenden Last, kombiniert bei hoher Temperatur „wegkriechen“. Schäden im PE-Mantel und damit Verlust des dauerhaften Korrosionsschutzes sind dadurch zu erwarten. Eine ständig anliegende Temperatur sollte einen Wert von $T = 70^\circ\text{C}$ nicht überschreiten.“ Jedoch scheint eine Lösung des Problems durch Zugabe von Anti-Oxidationsmitteln möglich; dies müsste aber erst noch experimentell untersucht werden. (Brief Suspa (2002))

Eine weitere Möglichkeit, das externe Spannglied bzw. dessen PE-Mantel zu stützen, könnte in der Wahl der Wärmedämmung liegen. Ein auf Zement und Polystyrol basierender Dämmstoff wie beispielsweise das Produkt STALA® der Firma Lafarge ist ein ähnlich wie Beton pumpfähiger Dämmstoff. Eine solche Wärmedämmung könnte sich also direkt an die Spannglieder anschmiegen und somit dem PE-Mantel einen gewissen Schutz bieten. Allerdings ist Polystyrol auch nicht besonders temperaturbeständig, weshalb man diese Kugeln gegebenenfalls durch andere Materialien austauschen müsste. Hier sind also zunächst noch Untersuchungen nötig. Die Wärmeleitfähigkeit $\lambda_{10\text{tr}}$ liegt bei STALA® je nach Rohdichte zwischen 0,076 und 0,23 W/(m · K). Dazu gehören Druckfestigkeiten von 0,15 N/mm² bis größer 1,5 N/mm² (Lafarge (2002)). Wenn man bedenkt, dass 10 m Wassersäule erst einen Druck von 0,1 N/mm² erzeugen, ist es beispielsweise denkbar, so einen pumpfähigen Dämmstoff auf den Baugrund aufzubringen und dann den Wärmespeicher hinein zu setzen, damit dieser auch an der Unterseite gedämmt ist. Die Materialkosten frei Baustelle lagen im Jahr 2001 bei etwa 200 DM/m³. Ein Überblick über mögliche Wärmedämmungen findet sich in Abschnitt 6.5.

6.3 Typenspeicher 1.000 m³ aus UHFB

Im folgenden soll ein Wärmespeicher in Form eines Typenspeichers mit einem Volumen $V = 1.000 \text{ m}^3$ vorgestellt werden. Hierbei wird die Variante 1 aus Bild 6.6a aufgegriffen. Allerdings wird die Form nicht ganz so frei gewählt, es werden nur die Übergänge vom Zylinder zu den Kegelstumpfschalen bzw. der Übergang unterer Kegelstumpf – Bodenplatte ausgerundet (Bild 6.7 und 6.8). Das zugehörige FE-Modell ist in Bild 6.9 dargestellt.

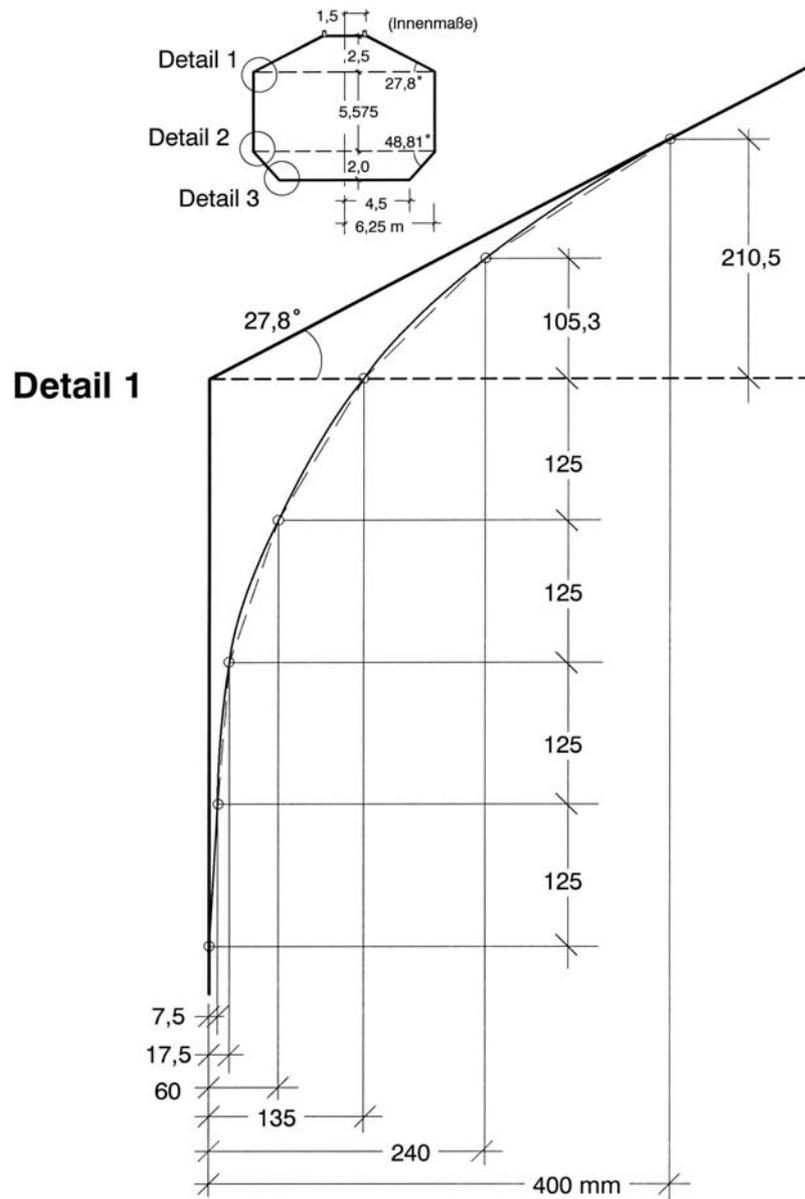


Bild 6.7: Detail 1: Übergang obere Kegelstumpf- zu Zylinderschale

Fig. 6.7: Detail 1: Transition region from the upper conical to the cylindrical shell

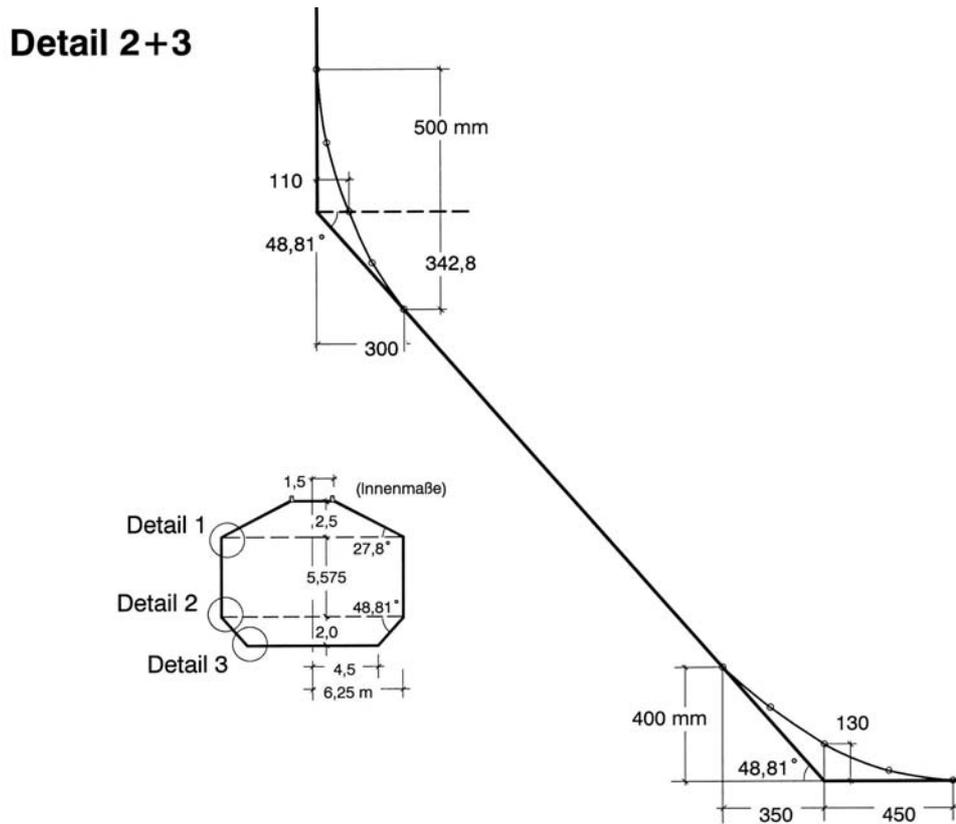


Bild 6.8: Detail 2 + 3: Übergänge von der unteren Kegelstumpfschale zu Zylinder bzw. Boden
 Fig. 6.8: Detail 2+3: Transition regions from lower conical to cylindrical shell or bottom plate

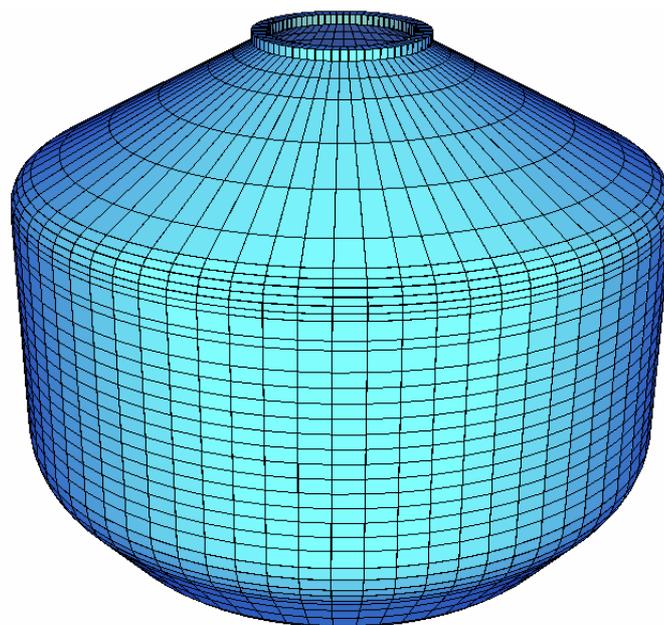


Bild 6.9: FE-Modell des Typenspeichers mit $V = 1000 \text{ m}^3$
 Fig. 6.9: FE-Model of the standard hot-water tank with $V = 1000 \text{ m}^3$

Der Typenspeicher sollte universell einsetzbar sein, d.h. entweder wird er wie bereits die Speicher in Friedrichshafen-Wiggenhausen oder Hannover-Kronsberg vollkommen mit Erde überdeckt oder man lässt ihn in einigen Fällen, wo es möglich ist, sichtbar an der Oberfläche stehen. Natürlich müssen für alle möglichen Zwischenfälle (z.B. Erdschüttung bis halbe Speicherhöhe, o.ä.) im Bedarfsfall gezielte Nachrechnungen und eventuell geringe Anpassungen erfolgen (z.B. geringfügig andere Wanddicke oder Abänderung der Vorspannung), aber auch so sind bereits 2 Extremfälle offensichtlich. Der eine ist ein Wärmespeicher, dessen untere Kegelstumpfschale elastisch gebettet ist, während der Rest des Speichers vollkommen frei steht. Ein solcher mit Wasser gefüllter Behälter erfährt wohl offensichtlich die größtmöglichen (Ring)Zugkräfte. Der andere Fall ist ein unterirdisch angeordneter Speicher, der nur teilweise mit Wasser gefüllt bzw. als Extremfall ganz leer ist. Mit diesen beiden Fällen sollen also 2 Extreme untersucht werden, um eine gute Abschätzung der Wanddicken für den Wärmespeicher zu finden. Auf der sicheren Seite liegend wurden die Sicherheitsfaktoren für ständige Lasten verwendet.

Es wurden mehrere Wandstärken untersucht. Je dicker aber die Wandstärke, desto größer sind neben den Temperaturreaktionen auch die Randstörmomente in den Übergängen zwischen den einzelnen Schalentypen. Diese Randstörungen klingen bei dickeren Bauteilen zudem langsamer ab. Die Schnittgrößen wurden hierbei in Übereinstimmung mit den Bemessungsgrundlagen in Abschnitt 4 und unter der Voraussetzung, dass man möglichst wenig Risse und wenn schon, dann sehr kleine haben will, linear-elastisch ermittelt. Neben den Kosten sprechen also auch die statischen Gesichtspunkte für eine möglichst geringe Wandstärke. Nach mehreren FE-Rechnungen wurde sie auf 60 mm festgelegt. In allen Fällen ist die Vorspannkraft so berechnet, dass sie zusammen mit einem vorhandenen Erddruck angenommener Größe die Zugkräfte aus Eigengewicht und Wasser ausgleichen kann. Im Einzelfall kann die Vorspannung natürlich den Randbedingungen angepasst werden. Hier soll aber untersucht werden wie robust ein einmal „eingestellter“ Wärmespeicher auf unterschiedliche Randbedingungen reagiert. Die Temperaturbelastung wurde mit einem Temperatursprung von 32 K über 1 m Wandhöhe angenommen; dieser Wert war beispielsweise bei der Bemessung des Wärmespeichers in Friedrichshafen-Wiggenhausen vorgegeben. Die Temperaturdifferenz von innen nach außen von 17 K bzw. -11 K wurde hier nicht angesetzt, da die Wandstärken hier viel geringer als in Friedrichshafen sind und somit schneller durchwärmt werden müssten. Dies führt zu geringeren Temperaturdifferenzen zwischen innen und außen. $\Delta T = -11 \text{ K}$ würde beispielsweise zu einer zusätzlichen Momentenbelastung von 2 kNm/m führen. Die beiden maßgeblich untersuchten Lastfälle ergaben sich zu:

Lastfall 1: Eigengewicht, Vorspannung, Wasser und Temperatur:

Es werden folgende Lasten bzw. Sicherheitsfaktoren γ angesetzt:

Eigengewicht: $\gamma = 1,0$ (wirkt günstig, dem Wasser entgegen)

Wasser: $\gamma = 1,2$

Temperatur: $\gamma = 1,0$. Temperatursprung von 32 K über 1 m Wandhöhe im oberen Kegelstumpf

Vorspannung: $\gamma = 1,0$. Vorspannung gegen Eigengewicht + Wasser (unter Annahme eines Erddrucks, s.o.)

Die wichtigsten Schnittgrößen sind in Bild 6.10 wiedergegeben.

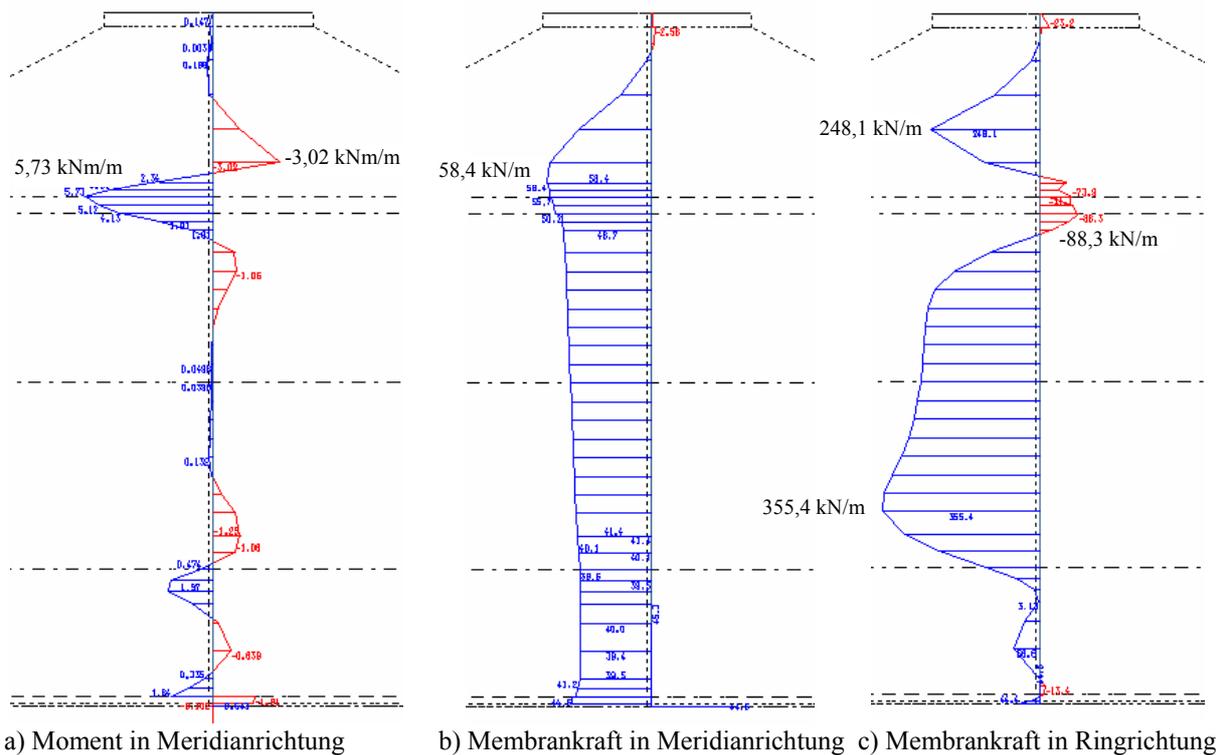


Bild 6.10: Schnittgrößen für den Lastfall 1

Fig. 6.10: Internal effects for load case 1

Dies führt auf der Innenseite des Wärmespeichers am Übergang von Zylinder zu oberem Kegelstumpf zu einer Zugspannung von 10,5 MPa in Meridianrichtung. Das ist die höchste im Bauwerk auftretende Zugspannung. Sie lässt sich nicht (oder nur schwierig) durch Vorspannung ausgleichen. Sofern keine schlaffe Bewehrung verwendet werden soll muss der UHFB selbst in der Lage sein, diese Zugspannung aufzunehmen. Dies soll im nächsten Abschnitt mit einem Bauteilversuch überprüft werden. In Ringrichtung treten im Zylinder Zugspannungen bis ca. 6 MPa auf. Dies liegt unterhalb der Zugfestigkeit des UHFB (Ductal®). Aus Sicherheitsgründen könnte man hier aber auch einfach etwas höher vorspannen. Wie zuvor beschrieben sollte hier die Vorspannkraft für beide Lastfälle gleich bleiben, um die Robustheit des Tragwerkes zu testen. In Wirklichkeit wäre hier aber eine höhere Vorspannung sicherer.

Lastfall 2: Eigengewicht, Vorspannung, Auflast und Erddruck:

Es werden folgende Lasten bzw. Sicherheitsfaktoren angesetzt:

Eigengewicht: $\gamma = 1,35$

Vorspannung: $\gamma = 1,0$. Vorspannung gegen Eigengewicht + Wasser (unter Annahme eines Erddrucks, s.o.)

Auflast: 19 kN/m^2 (Bemessungswert ähnlich wie Friedrichshafen); darin enthalten sind:

Verkehr: $3,5 \text{ kN/m}^2$; $\gamma = 1,5$

Eigengewicht Dämmung, Erdaufschüttung: $\gamma = 1,35$

Erddruck: Eigengewicht Erde: 22 kN/m^3 ; $k_h = 0,45$; $\gamma = 1,35$

Anmerkung: Hiermit soll der Fall abgedeckt werden, dass der Wärmespeicher nicht ganz mit Wasser gefüllt ist; als Extremfall ist der Wärmespeicher wie hier leer. Einen leeren Speicher könnte man auch als außergewöhnlichen Lastfall betrachten, dann wäre die Sicherheit nur $\gamma = 1,0$. Auf der sicheren Seite wird hier aber mit Sicherheitsfaktoren gerechnet (der Wasserpegel variiert ja auch mit der Temperatur, so dass ein nicht ganz voller Wärmespeicher der „Normalfall“ ist).

Die wichtigsten Schnittgrößen sind in Bild 6.11 wiedergegeben.

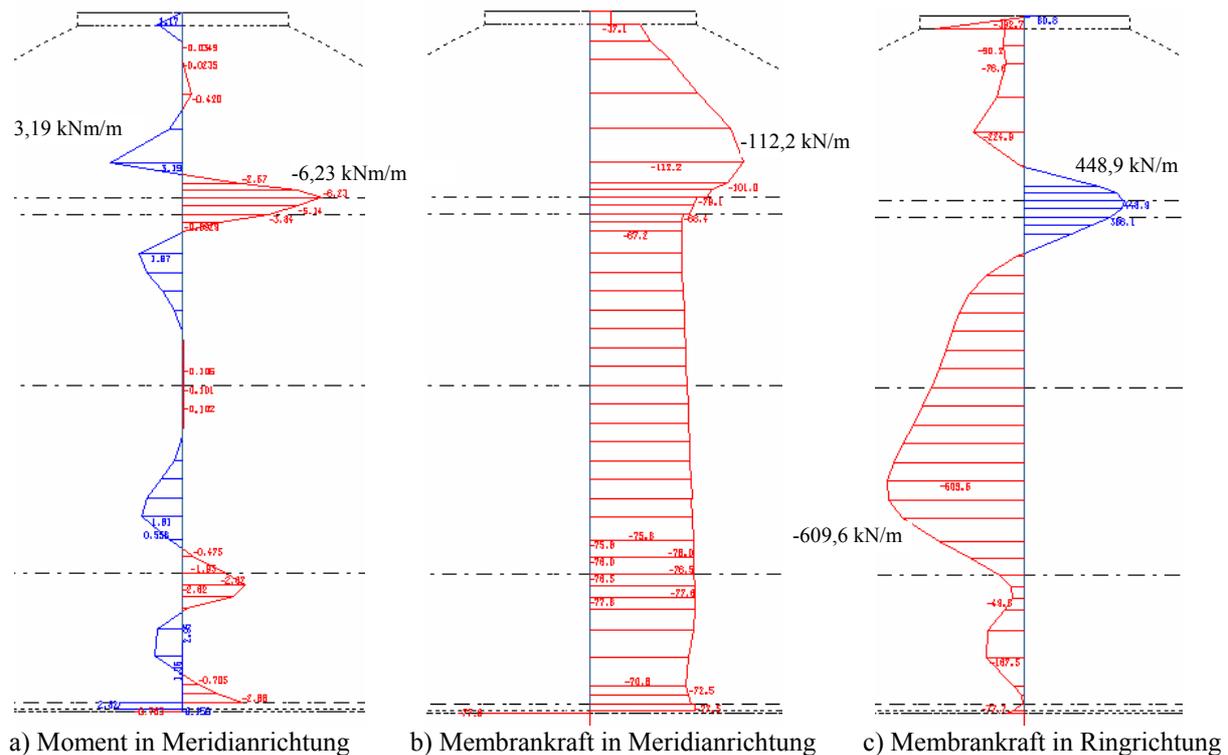


Bild 6.11: Schnittgrößen für den Lastfall 2

Fig. 6.11: Internal effects for load case 2

Dies führt auf der Außenseite des Wärmespeichers am Übergang von Zylinder zu oberem Kegelstumpf zu einer Zugspannung von 8,95 MPa in Meridianrichtung. Das ist die höchste unter dieser Belastung im Bauwerk auftretende Zugspannung. Sie lässt sich nicht (oder nur schwierig) durch Vorspannung ausgleichen. Sofern keine schlaffe Bewehrung verwendet werden soll muss der UHFB selbst in der Lage sein, diese Zugspannungen aufzunehmen. Dies soll im nächsten Abschnitt mit einem Bauteilversuch überprüft werden. In Ringrichtung treten im Übergangsbereich von oberer Kegelstumpf- zu Zylinderschale hohe Ringzugkräfte von bis zu 448,9 kN/m auf (s. Bild 6.11 c), dies bedeutet eine zentrische Zugspannung von $7,48 \text{ N/mm}^2$, die zu hoch ist, um alleine vom UHFB getragen zu werden, zumindest, wenn man für diesen auch noch einen Sicherheitsfaktor berücksichtigt und die Festigkeiten aus Abschnitt 3 ansetzt. Hierzu sei aber gesagt, dass der Wärmespeicher im Normalfall ja nicht leer ist, wie hier angenommen; folglich ist das nur der voraussichtlich nie auftretende Extremfall, für den man auch ein niedrigeres Sicherheitsniveau ansetzen könnte. Sollen aber die γ -fachen Lasten ebenfalls getragen werden können, so sind neben einer Verdickung des Querschnitts in diesem Bereich, was wiederum zu größeren Randstörmomenten führen würde, eine Vorspannung in diesem Bereich oder die lokale Anordnung von schlaffer Bewehrung denkbar. Letztere wird für die Fugen (in Ringrichtung) ohnehin benötigt, so ist es denkbar die Bewehrung im

oberen Schalenübergangsbereich lokal (in Ringrichtung) durch das ganze Fertigteil zu führen und nicht nur die Fugenbewehrung dort zu verankern. Durch einen höheren Fasergehalt und / oder Wärmebehandlung lässt sich auch die Zugfestigkeit des UHFB selbst steigern.

Wie sich die Schalendicke und der Übergang von oberer Kegelstumpf- zu Zylinderschale auf die Randstörungen auswirken, soll am Beispiel des Lastfalls 1 (Eigengewicht, Vorspannung, Wasser und Temperatur) gezeigt werden. Betrachtet wird hierbei das Moment in Meridianrichtung. In Bild 6.12 ist zunächst unter a) der ohne Ausrundung in den Übergangsbereichen aus Zylinder- und Kegelstumpfschalen zusammengesetzte Behälter mit einer Wandstärke von $h = 100$ mm wiedergegeben. Er hat im Bereich der Schalenübergänge auch Versteifungsträger. In Bild 6.12 b) ist der sonst in den Abmessungen zu a) identische Wärmespeicher, allerdings mit Ausrundungen im Übergangsbereich von Zylinder- zu Kegelstumpfschalen dargestellt. Es werden keine Versteifungsträger mehr verwendet, die Wandstärke liegt aber unverändert bei $h = 100$ mm. In Teil c) ist dann gegenüber b) nur noch die Wandstärke von 100 mm auf 60 mm reduziert worden.

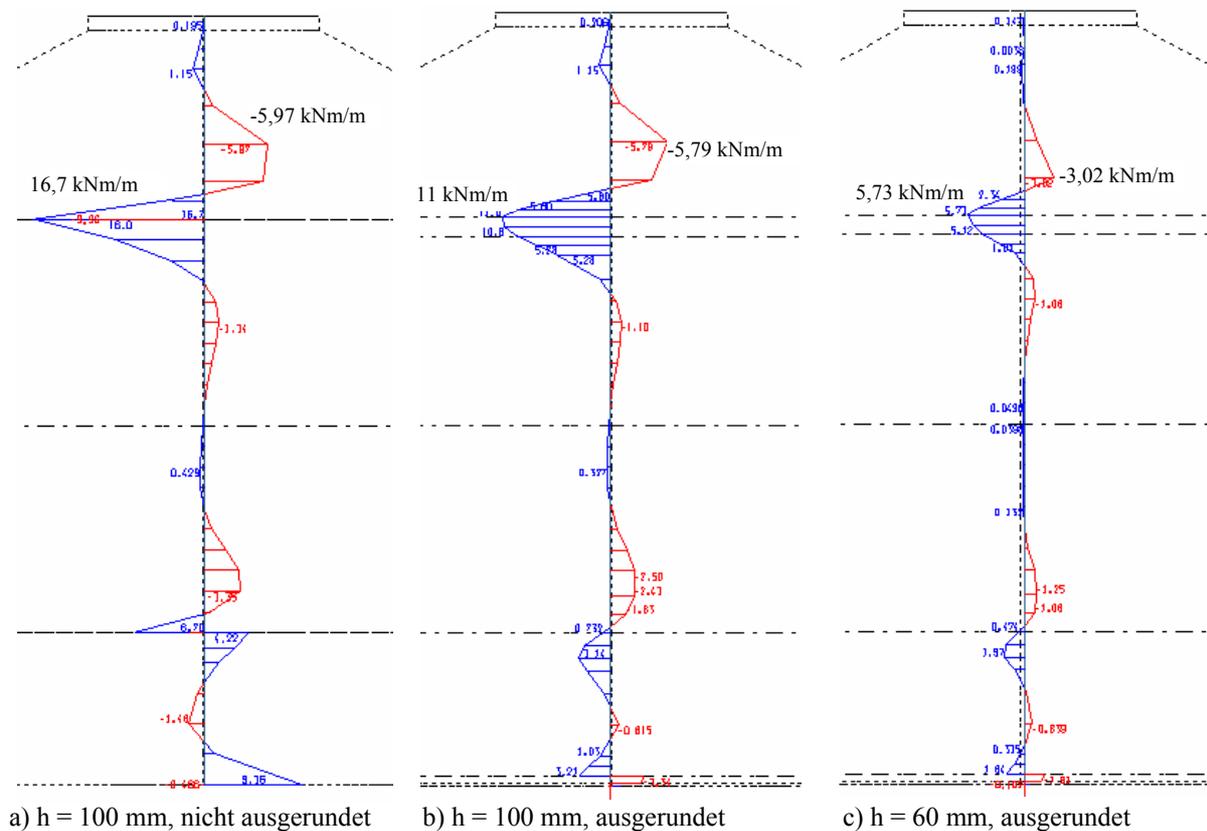


Bild 6.12: Moment in Meridianrichtung in Abhängigkeit von der Schalendicke und den Schalenübergängen für Lastfall 1

Fig. 6.12: Moment in meridian direction dependent on the shell thickness and the transition regions between shells for load case 1

Wie man sieht lässt sich das maximale Randstörmoment im Lastfall 1 durch die Ausrundung im Bereich der Schalenübergänge und durch eine Reduktion der Wandstärke von 100 mm auf 60 mm etwa auf ein Drittel des Wertes, den man bei einem Wärmespeicher zusammengesetzt aus Zylinder- und Kegelstumpfschalen (ohne Ausrundung) und mit einer Wandstärke von 100 mm erhält, verringern. Insbesondere die leichte Ausrundung führt dazu, dass es keine

Kerbwirkung in den Übergängen zwischen Kegel und Zylinder gibt. Das Moment ist bei einer größeren Wandstärke zwar höher, aber die daraus resultierende (Biege)Zugspannung meist immer noch kleiner. Allerdings macht es aus Kostengründen keinen Sinn dickere Wandstärken als nötig zu verwenden.

6.4 Untersuchung eines Schalenelements unter kombinierter Normalkraft- und Biegebeanspruchung

6.4.1 Versuchsbeschreibung und -durchführung

Während in den Abschnitten 6.1 bis 6.3 theoretische Überlegungen zu einem Wärmespeicher aus ultrahochfestem Beton gemacht wurden, sollen nun Versuche an einem Schalenelement zeigen, ob die getroffenen Annahmen auch zutreffen bzw. auf der sicheren Seite liegen. Exemplarisch wurde der Übergang von der oberen Kegelstumpf- zur Zylinderschale herausgegriffen. Hierbei treten trotz der Verbesserung durch die Ausrundung des Knickes immer noch Randstörmomente zusammen mit den Normalkräften auf. Je nach Lastfall sind diese Normalkräfte Zug- oder Druckkräfte. Es ist der höchstbelastetste Abschnitt des Typenspeichers. Die Tragfähigkeit des Übergangsbereichs wird durch die Rissbildung in der Zugzone bestimmt, die Frage ist jedoch wie hoch die maximal mögliche Randzugspannung ist. Bislang wurden entweder nur reine zentrische Zugversuche oder reine Biegezugversuche durchgeführt. Insbesondere bei den letzteren zeigte sich ein Maßstabeffekt. Da hier die Spannung an der äußeren Faser vornehmlich durch den Biegezuganteil bestimmt wird, ist davon auszugehen, dass die kombinierte Zugfestigkeit näher bei der Biegezugfestigkeit als bei der zentrischen Zugfestigkeit liegen dürfte. Um dies zu überprüfen, wurde ein Versuchskörper entworfen welcher den Übergangsbereich von der oberen Kegelstumpf- zur Zylinderschale repräsentiert (s. Bild 6.7).

Die Abmessungen der Versuchskörper sind zusammen mit den Messlängen bzw. Wegaufnehmern in Bild 6.13 wiedergegeben. Es wurden die Lastfälle 1 und 2 gemäß Abschnitt 6.3 untersucht. Der Versuchskörper wurde so entworfen, dass er nur einaxial gezogen bzw. gedrückt werden muss (Bild 6.13 a). Die Versuchseinrichtung ist in Bild 6.14 wiedergegeben. Die beiden Extremlastfälle für den Typenspeicher gemäß Abschnitt 6.3 werden durch eine Zugkraft von etwa 13 kN (Lastfall 1) bzw. eine Druckkraft von etwa – 14 kN (Lastfall 2) repräsentiert. Die maximal erreichbaren Belastungen und die zugehörigen Spannungsverteilungen sind in Bild 6.13 b dargestellt.

Wenn von Randspannungen die Rede ist, wird vereinfacht von einer linear-elastischen Spannungsverteilung wie in Bild 6.13 b ausgegangen. In Wirklichkeit kommt es aber bereits vor Erreichen der Höchstlast zum Reißen der äußeren Fasern und somit zu Spannungsumlagerungen, vgl. Bild 4.14 b. Die hier verwendete Randzugfestigkeit ist also ein fiktiver Wert.

Der Prüfkörper wird gelenkig in die Prüfmaschine eingebaut, und somit treten nur geringe Spannungskonzentrationen (Bild 6.15 a) auf, die nicht zu einem ungeplanten Versagen des Prüfkörpers außerhalb des Bereiches mit der größten Biegebeanspruchung führen sollten. Um sicherzugehen wurde eine zweite Abschätzung für eine teilweise eingespannte Lagerung des Prüfkörpers durchgeführt. Wie in Bild 6.15 b dargestellt würde dies zum Auftreten hoher Spannungskonzentrationen außerhalb des eigentlichen gekrümmten Untersuchungsbereichs führen. Diese Spannungskonzentrationen waren zwar im Versuch nicht zu erwarten, aber sicherheitshalber wurden sie durch eingelegte Bewehrung abgedeckt (Bild 6.16).

In dem Versuchsprogramm wurden verschiedene Lastwechsel durchgeführt (Tabelle 6.2), und insbesondere 10 Lastwechsel zwischen den beiden maßgebenden Lasten +13 kN und -14 kN bzw. Randzugspannungen von 10,5 MPa bzw. 9,0 MPa. Es sind dies zwei Extremlastfälle, die in Wirklichkeit nicht auftreten, da der Wärmespeicher ja entweder planmäßig mit Erde überdeckt ist oder frei steht. Diese extremen Lastwechsel mit entgegengesetzten Lasten gleicher bzw. ähnlicher Höhe wurden gewählt, weil den Autoren keine Versuchsergebnisse zum Lastwechselverhalten von Ductal® vorlagen. Diese Lastwechsel wurden von allen Versuchskörpern problemlos getragen. Nach den Lastwechseln bei +13 kN / -14 kN wurde die Maschinen(zug)kraft gesteigert bis sichtbare Risse auftraten und ein deutlicher Steifigkeitsabfall in der Kraft-Verformungskurve feststellbar war. Auf diesem Lastniveau wurden dann weitere Lastwechsel durchgeführt. Danach wurde die Last bis zum Erreichen der Bruchzug- bzw. -druckkraft gesteigert. Die gesamte Übersicht über das Versuchsprogramm ist in Tabelle 6.2 angegeben.

Insgesamt wurden 3 Versuchskörper hergestellt. Leider wurde Versuchskörper Nr. 2 während des Einbaus in die Prüfmaschine zerstört. Aufgrund einer Stromunterbrechung des Kontrollsystems hat die Maschine den Versuchskörper zusammengedrückt bevor irgendeine Messung gemacht werden konnte. Die einzige erhaltene Information ist das Rissbild (s. Bild 6.26).

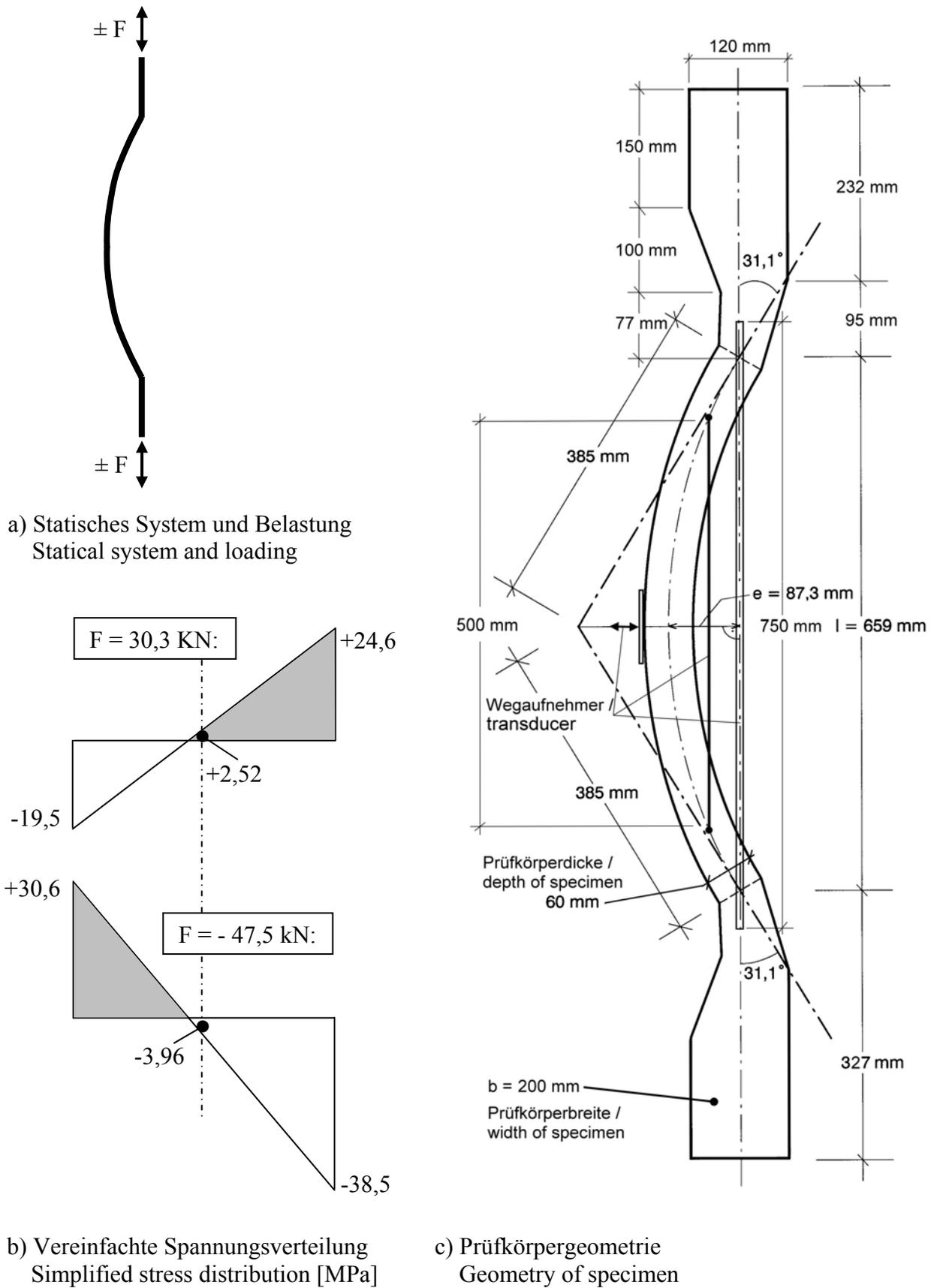


Bild 6.13: Prüfkörper mit Messeinrichtung für im Bereich „Schalenübergang“ (Seitenansicht)
 Fig. 6.13: Specimen with measurements for the part of the transition range (side view)

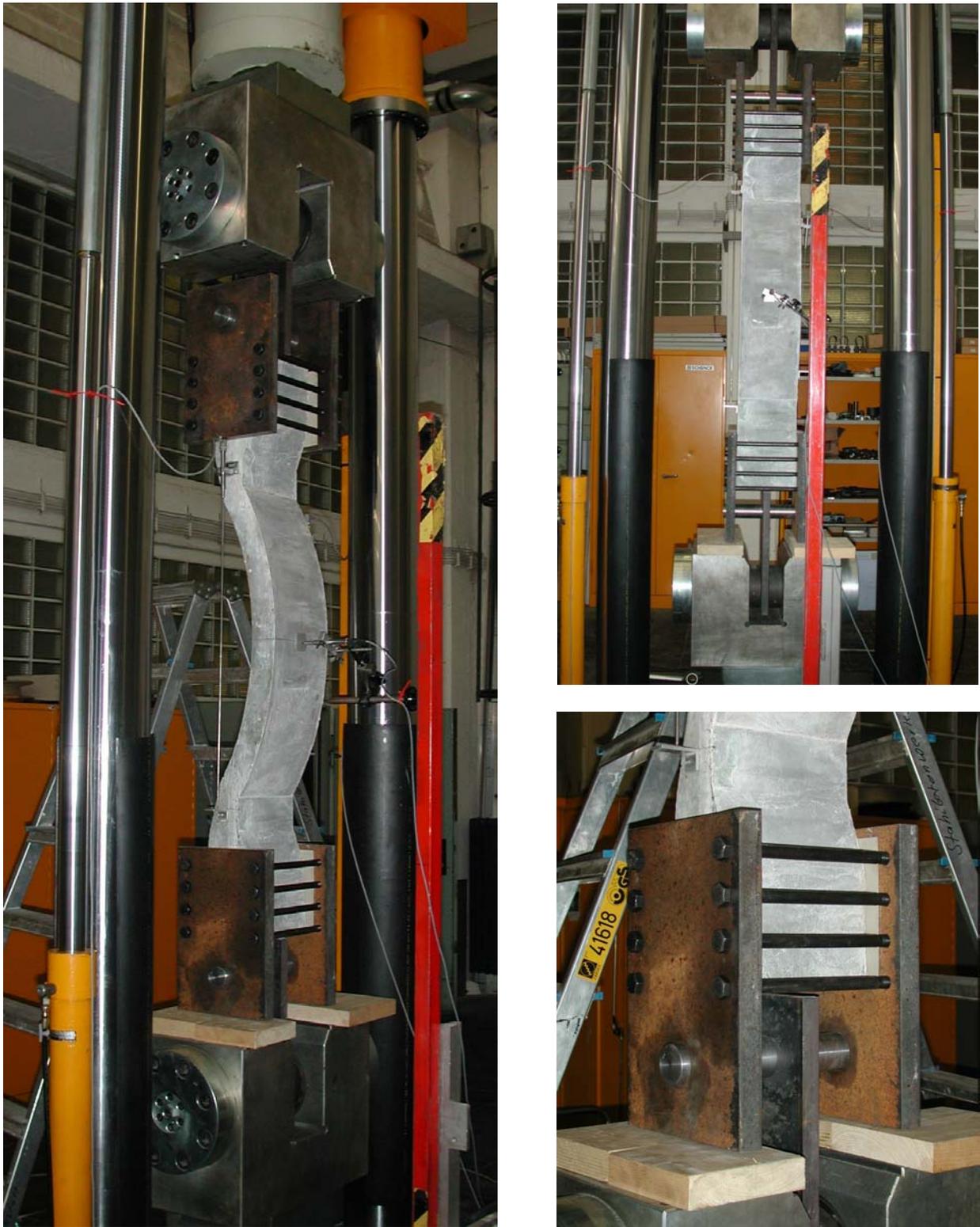
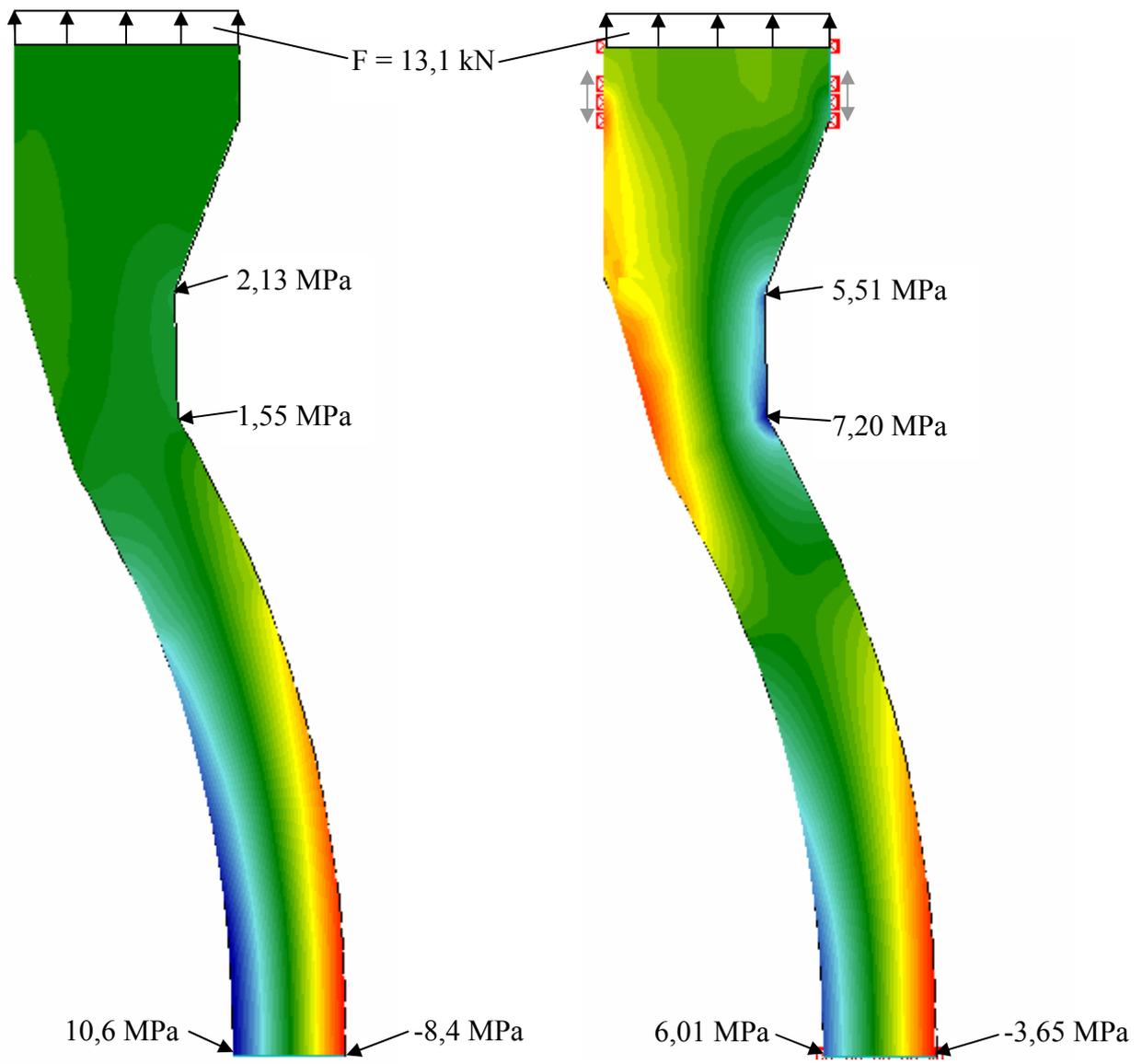


Bild 6.14: Versuchseinrichtung mit dem Prüfkörper 1
Fig. 6.14: Test rig with specimen 1



a) Gelenkige Lagerung
Hinge support

b) teilweise Einspannung
partly fixed support

Bild 6.15: Abschätzung der Spannungsspitzen
Fig. 6.15: Estimate of the stress concentration

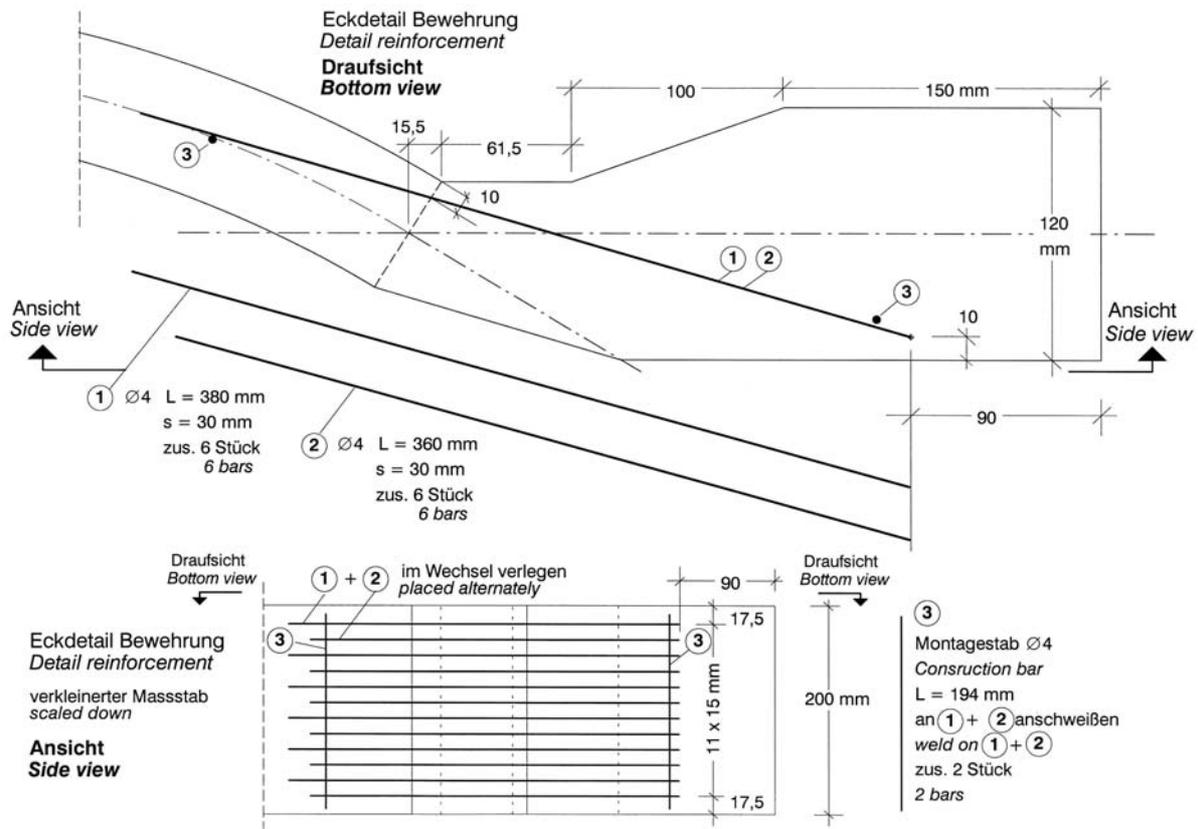


Bild 6.16: Bewehrung zur Verstärkung der Ecke (für Prüfkörper 2 und 3)

Fig. 6.16: Reinforcement for strengthening the corner (for specimens 2 and 3)

Tabelle 6.1: Druckfestigkeit des verwendeten Ductal®s

Table 6.1: Compressive strength of the Ductal® used

Kantenlänge der Würfel side length of cubes	Hersteldatum date of fabrication	Prüfdatum date of test	Druckfestigkeit compressive strength						
			Alter / age	Einzelwerte single values			Mittelwert average value	Standardabweichung / standard deviation	Variationskoeff. coefficient of variation
[mm]	[-]	[-]	[d]	[N/mm ²]			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]
100	09.10.2002	03.12.2002	55	186,3	166,2	175,5	176,0	10,06	0,057
100	23.10.2002	04.12.2002	42	179,6	183,1	155,7	172,8	14,91	0,086
100	30.10.2002	04.12.2002	35	176,6	174,4	171,3	174,1	2,66	0,015

6.4.2 Versuchsergebnisse

Die Ergebnisse der Kontrollwürfel mit 100 mm Kantenlänge zeigten eine durchschnittliche Druckfestigkeit von 174 MPa (Tabelle 6.1). Aufgrund von Materialmangel konnten keine Kontrollkörper für die Zugfestigkeit betoniert werden, jedoch kann für diese Druckfestigkeit von einer Zugfestigkeit von etwa 10 MPa ausgegangen werden. Ebenso sollte die Biegezugfestigkeit etwa zwischen 18,5 und 26,5 MPa für 100 mm Prismen und bei etwa 24 bis 25 MPa für 70 mm Prismen liegen (vgl. Kapitel 3, inkl. Anhänge).

Die Versuchsergebnisse für die beiden geprüften Schalenelemente sind in Tabelle 6.2 aufgelistet; detaillierte Ergebnisse sind in den Bildern 6.17 bis 6.24 dargestellt. Der Versuchskörper Nr. 1 wurde bis zu einer Zugkraft von 30,3 kN bzw. einer Randzugspannung von 24,6 MPa belastet für den Lastfall Biegemoment kombiniert mit zentrischer Zugkraft (Bild 6.13 b). Die Last hätte noch weiter gesteigert werden können, aber nur unter großen Verformungen und weiterer Rissöffnung. Bevor die Risse zu breit waren wurde die Lastrichtung umgekehrt, und der Versuchskörper wurde bis zu einer Druckkraft von 47,5 kN bzw. einer Randzugspannung von 30,6 MPa für den Lastfall Biegemoment kombiniert mit Druckkraft belastet. Diese Werte kommen den Biegezugfestigkeiten der zuvor getesteten selbst hergestellten Balken mit ähnlichen Abmessungen und Druckfestigkeiten recht nahe. Es wurden dort Mittelwerte von 24,4 MPa für 70 mm Prismen und zwischen 18,5 und 26,5 MPa für 100 mm Prismen erreicht (wobei 18,5 MPa nicht repräsentativ ist). Eine Serie von 100 mm Prismen, welche von Bouygues geliefert wurden, hatten sogar einen Mittelwert von 33 MPa. Das Ergebnis konnte also erwartet werden, weil die zentrische Zugspannung mit 2,52 MPa gering war (s. Bild 6.13 b).

Für die gleichen Lastfälle erreichte der Versuchskörper Nr. 3 nur maximale Randzugspannungen von 14,2 MPa bzw. 14,0 MPa (s. Tabelle 6.2). Dies deutet darauf hin, dass ein Herstellungsfehler vorgelegen haben muss. Bei beiden Versuchskörpern entstand der erste Riss (der Matrix) bei einem ähnlichen Lastniveau von 17,5 kN für Versuchskörper 1 und 13,5 kN für Körper 3, aber bis zum Versagen zeigte Versuchskörper Nr. 1 mehrere sichtbare Risse, wohingegen Körper Nr. 3 nur einen einzelnen Riss zeigte (Bild 6.27). Dieses Phänomen wurde bereits in früheren zentrischen und Biegezugversuchen (s. Kapitel 3, inkl. Anhänge) beobachtet: in Fällen, in denen nur ein Riss oder sehr wenige Risse auftraten, wurden niedrige Zugfestigkeiten erreicht. Der Grund war jeweils, dass diese Versuchskörper einen (besonders) schwachen Querschnitt mit vielen Fasern fast senkrecht zur Lastrichtung aufwiesen. Dies wurde auch bei Versuchskörper Nr. 3 beobachtet; die Fasern waren nicht gleichmäßig verteilt, und manche Abschnitte hatten kaum Fasern. Deshalb scheint Körper Nr. 3 leider nicht repräsentativ zu sein, und seine Ergebnisse können nicht angewandt werden. Offensichtlich können solche „Herstellungsfehler“ sogar unter Laborbedingungen nicht ausgeschlossen werden. Aus dieser Sicht ist es sehr bedauerlich, dass Versuchskörper 2 vor einer Messung zerstört wurde, da das Rissbild gut aussah (Bild 6.26).

Tabelle 6.2: Übersicht der Versuchsergebnisse
 Table 6.2: Overview of the test results

	Prüfkörper 1 specimen 1	Prüfkörper 3 specimen 3
Herstelldatum / date of fabrication	09.10.2002	30.10.2002
Prüfdatum / date of test	03.12.2002	06.12.2002
Alter / age [d]	55	37
Lastwechsel 1 / load changes 1 [kN]	+/- 6 (einmal / once) +/- 8 (einmal / once) +/- 10 (einmal / once) +/- 12 (einmal / once) + 13 / - 14 (10mal / 10 times)	
Erstriss bei Zugkraft F / first crack at tensile force F [kN]	17,5	13,5
zugehörige Randspannung / accompanying edge stress [MPa]	14,2	10,9
Lastwechsel 2 / load changes 2 [kN]	+/- 25 (5mal / 5 times)	+/- 17 (x) (5mal / 5 times)
Maximale Zugkraft F / maximum tensile force F [kN]	30,28	17,56
zugehörige Randspannung / accompanying edge stress [MPa]	24,6	14,2
Maximale Druckkraft F / maximum compressive force F [kN]	47,52	21,68
zugehörige Randspannung / accompanying edge stress [MPa]	30,6	14,0
Anzahl sichtbarer Risse / number of visible cracks		
-- F = Zug / tension	4	1
-- F = Druck / compression	2	1
Gesamtanzahl Risse / total number of cracks (xx)		
-- F = Zug / tension	7 - 8	3 - 4
-- F = Druck / compression	8	2

(x) Zugkraft wurde bei Lastwechseln allmählich reduziert

Tensile force was reduced gradually during the load changes

(xx) Risse oder Kombination von Rissen, die über gesamte Breite durchgehen

Cracks or combination of cracks on the total width of the specimen

F = Maschinenkraft / machine force

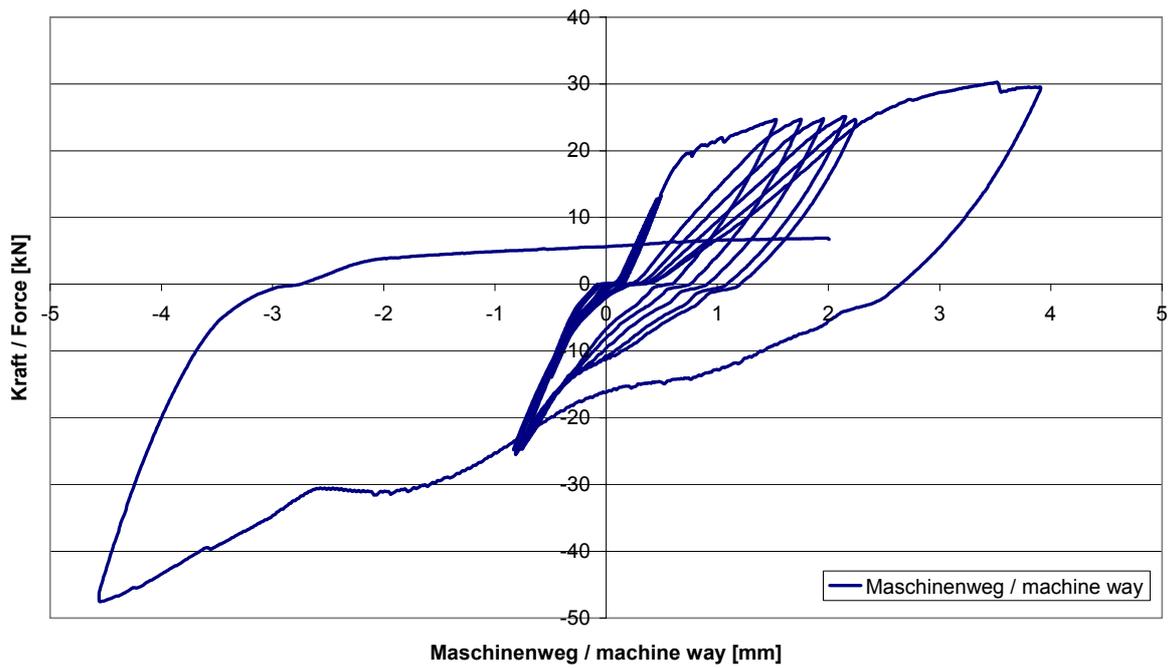


Bild 6.17: Kraft – Maschinenweg – Beziehung für Prüfkörper 1
 Fig. 6.17: Force – machine way – relation for specimen 1

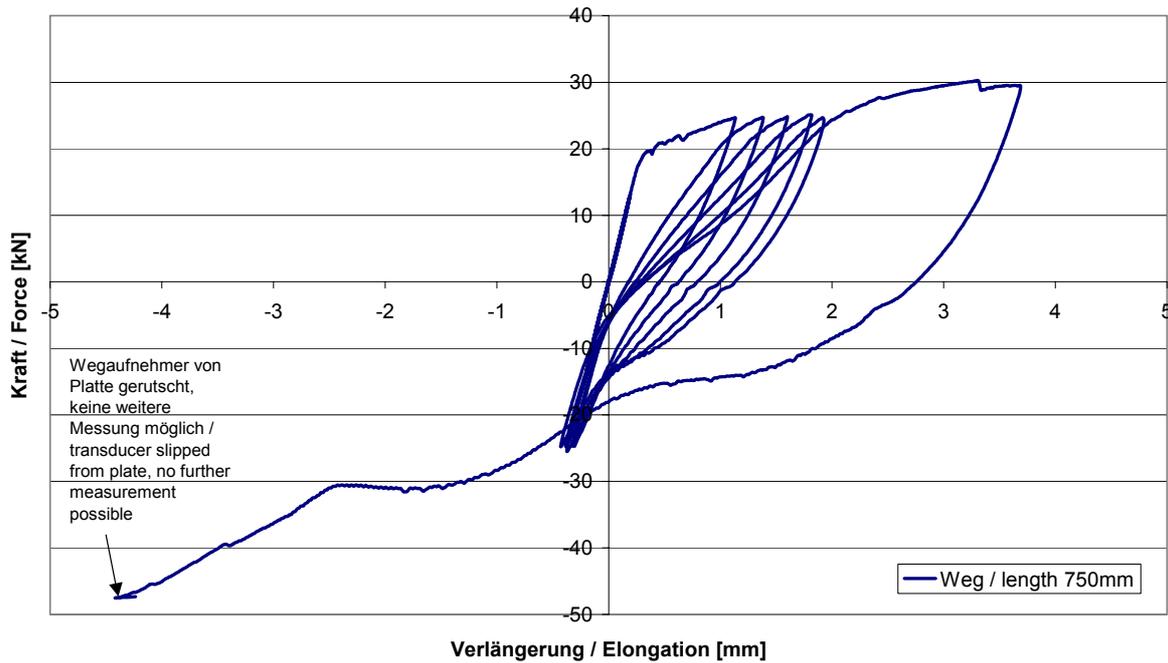


Bild 6.18: Kraft – Verlängerung – Beziehung bei einer Messlänge von 750 mm (s. Bild 6.13) für Prüfkörper 1
 Fig. 6.18: Force – elongation – relation for the measuring length of 750 mm (see Fig. 6.13) for specimen 1

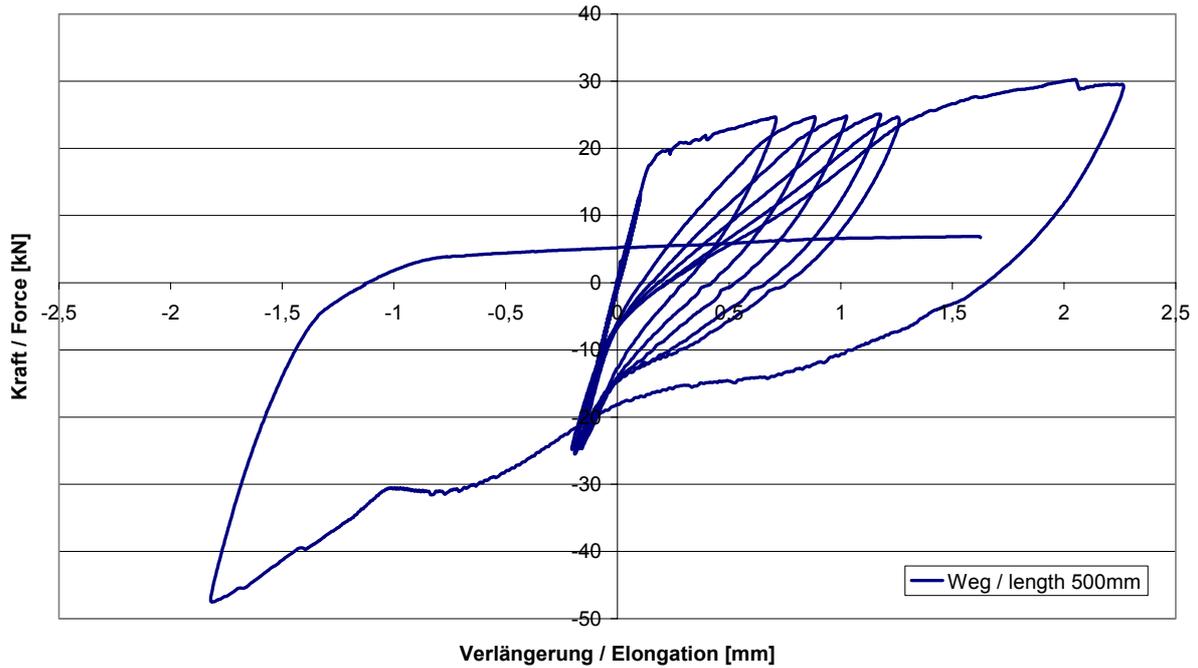


Bild 6.19: Kraft – Verlängerung – Beziehung bei einer Messlänge von 500 mm (s. Bild 6.13) für Prüfkörper 1

Fig. 6.19: Force – elongation – relation for a measurement length of 500 mm (see Fig. 6.13) for specimen 1

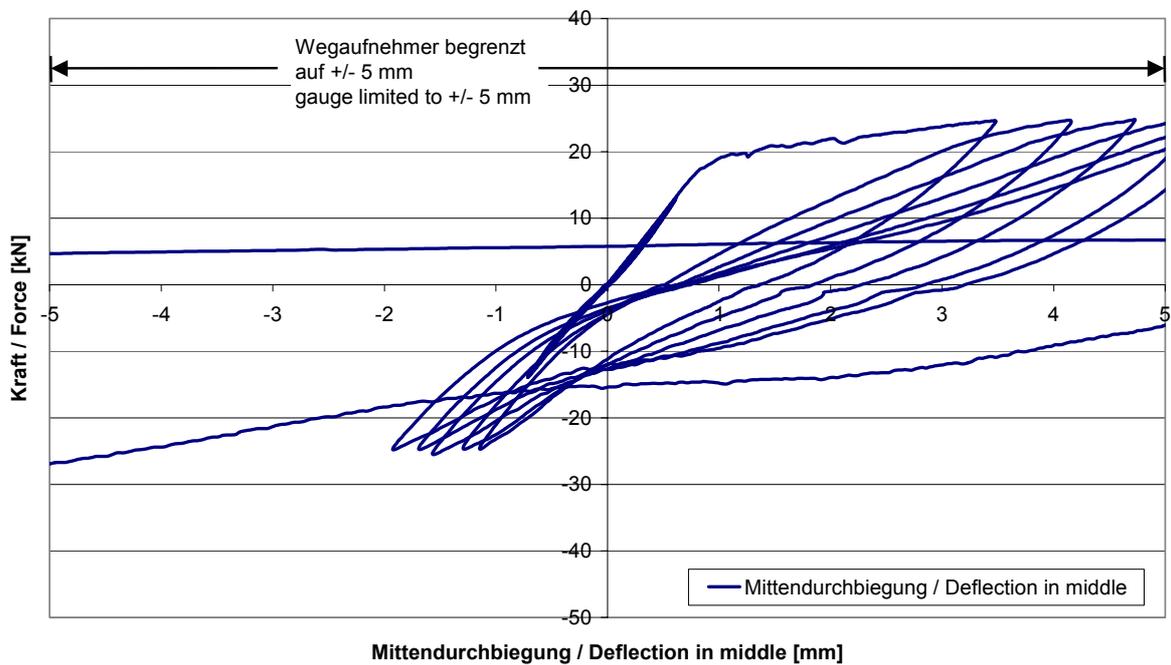


Bild 6.20: Kraft – Mittendurchbiegung – Beziehung (s. Bild 6.13) für Prüfkörper 1

Fig. 6.20: Force – deflection – relation in the middle (see Fig. 6.13) for specimen 1

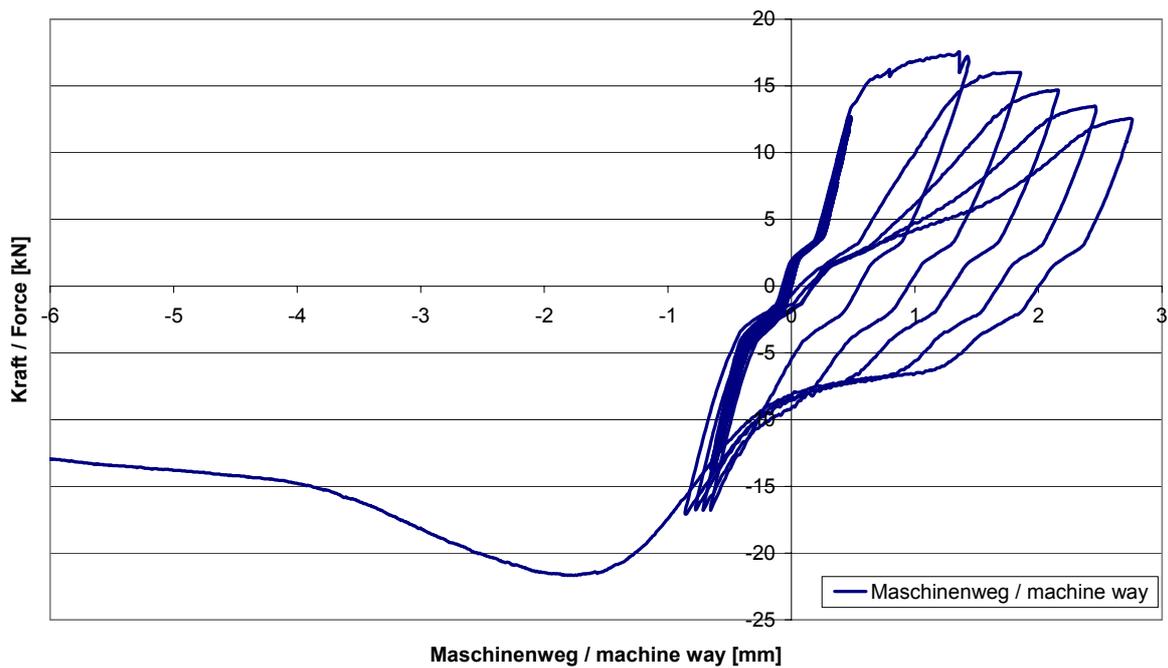


Bild 6.21: Kraft – Maschinenweg – Beziehung für Prüfkörper 3

Fig. 6.21: Force – machine way – relation for specimen 3

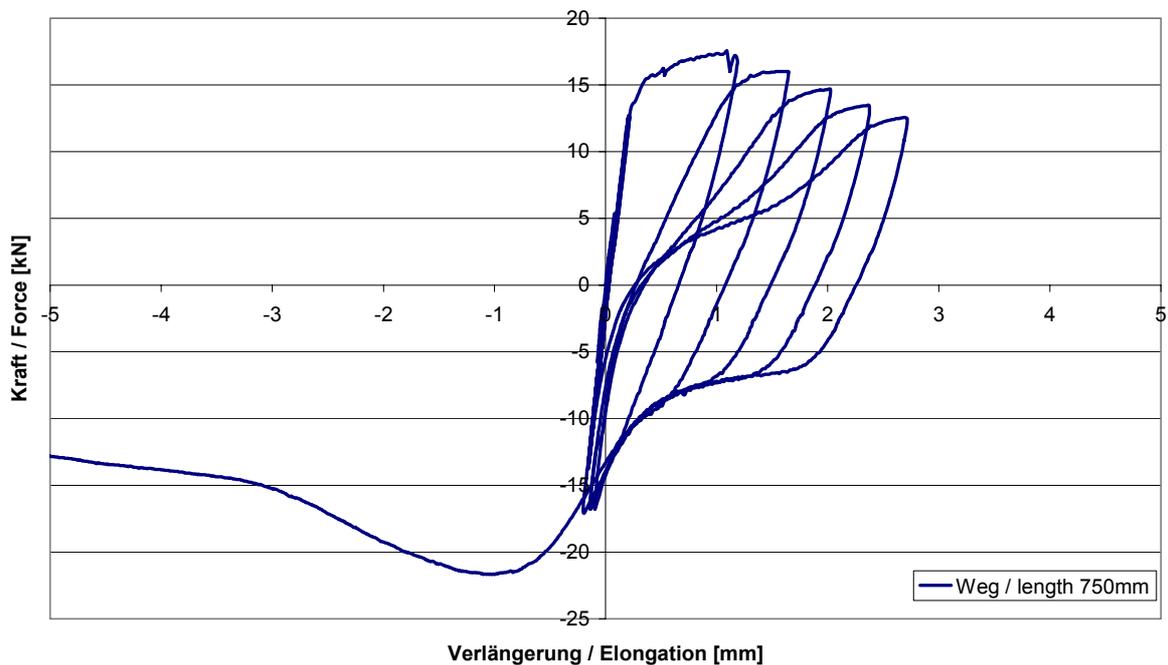


Bild 6.22: Kraft – Verlängerung – Beziehung bei einer Messlänge von 750 mm (s. Bild 6.13) für Prüfkörper 3

Fig. 6.22: Force – elongation – relation for a measurement length of 750 mm (see Fig. 6.13) for specimen 3

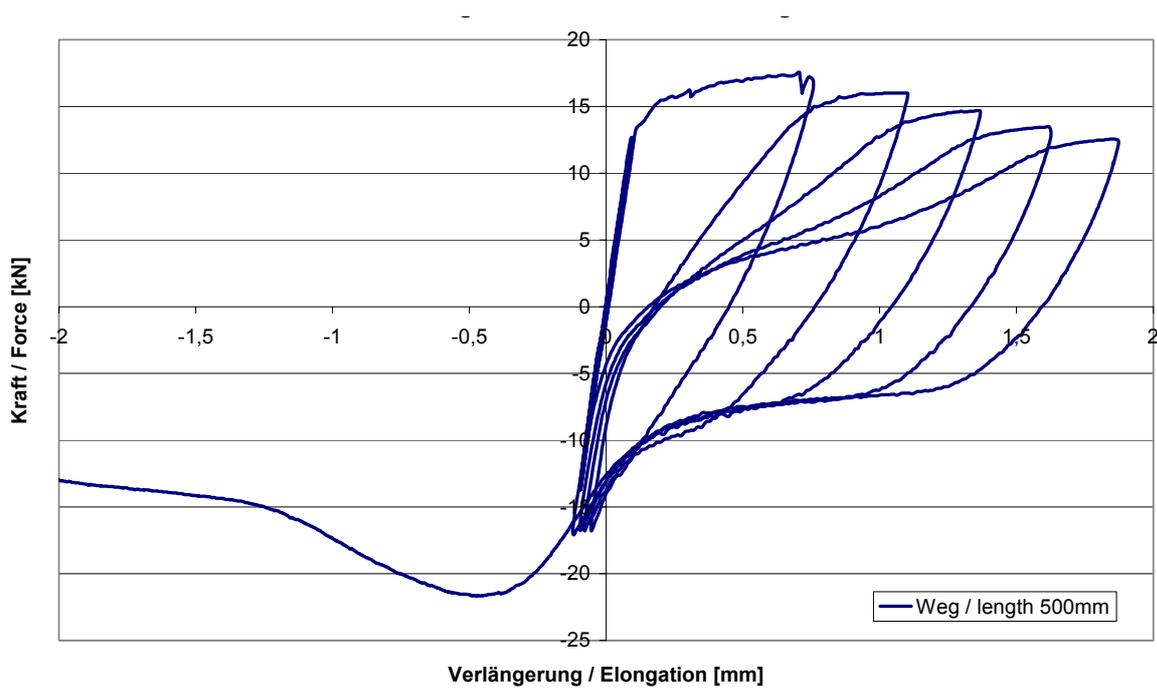


Bild 6.23: Kraft – Verlängerung – Beziehung bei einer Messlänge von 500 mm (s. Bild 6.13) für Prüfkörper 3

Fig. 6.23: Force – elongation – relation for a measurement length of 500 mm (see Fig. 6.13) for specimen 3

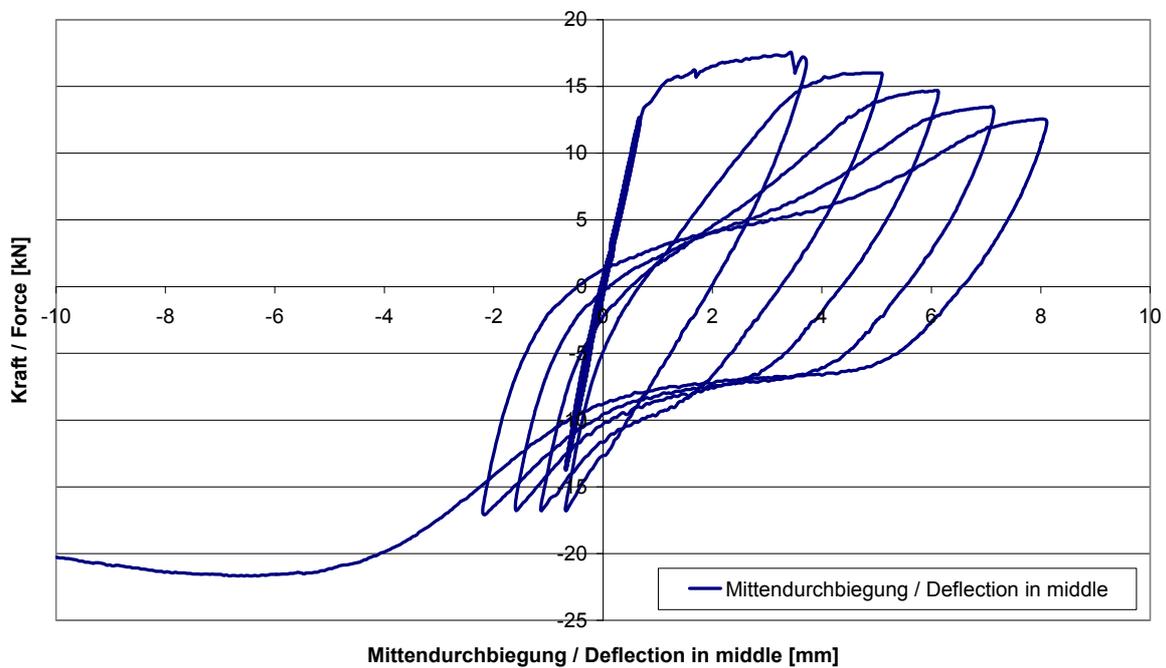


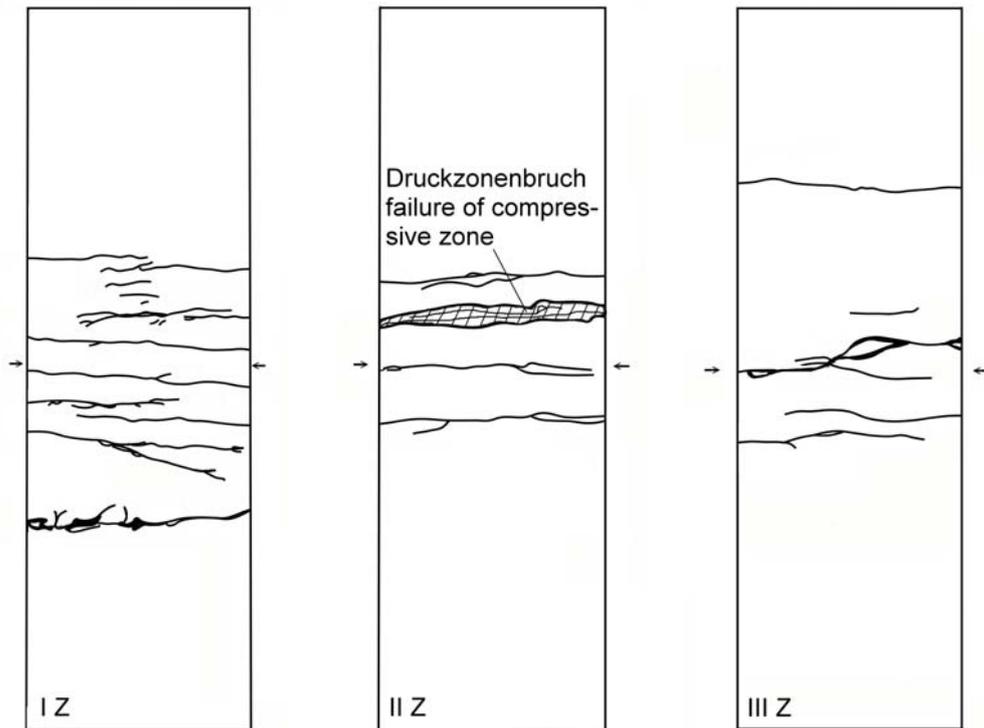
Bild 6.24: Kraft – Mittendurchbiegung – Beziehung (s. Bild 6.13) für Prüfkörper 3

Fig. 6.24: Force – deflection – relation in the middle (see Fig. 6.13) for specimen 3

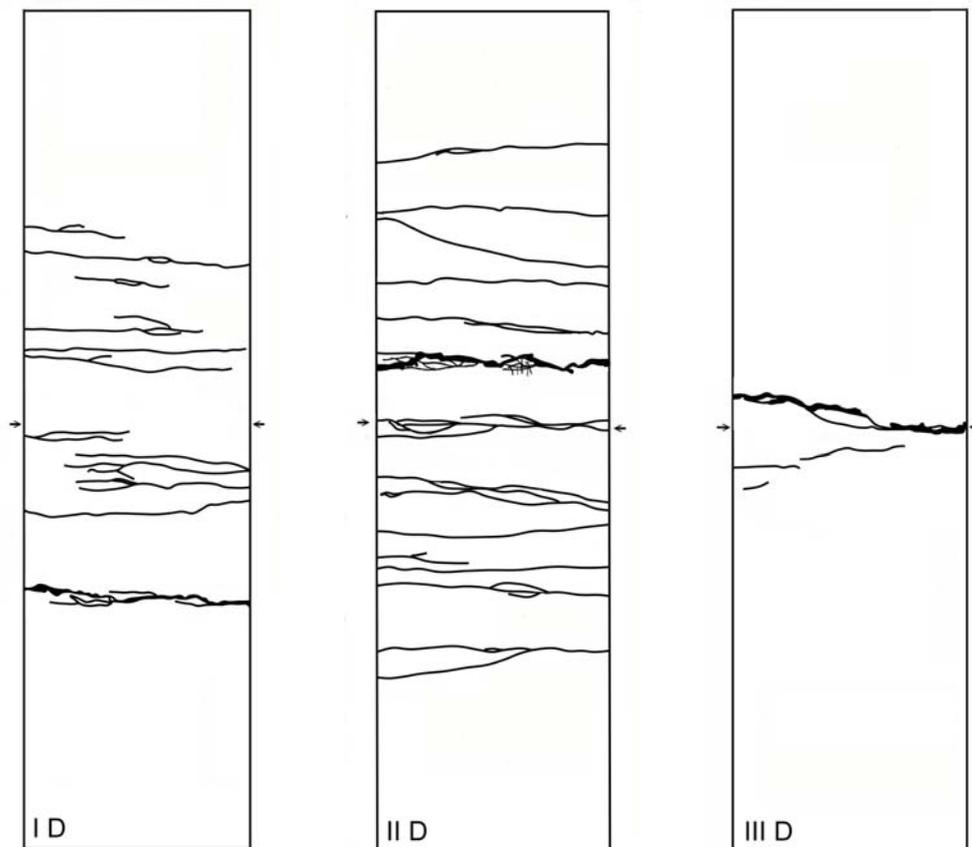


Bild 6.25: Prüfkörper 1 – 3 nach dem Versuch

Fig. 6.25: Specimens 1 – 3 after testing



a) Zugseite bei Maschinenkraft $F = \text{Zug}$ / Tension face for machine force $F = \text{tension}$



b) Zugseite bei Maschinenkraft $F = \text{Druck}$ / Tension face for machine force $F = \text{compression}$

Bild 6.26: Rissbilder der Prüfkörper 1 - 3

Fig. 6.26: Crack pattern of specimens 1 - 3

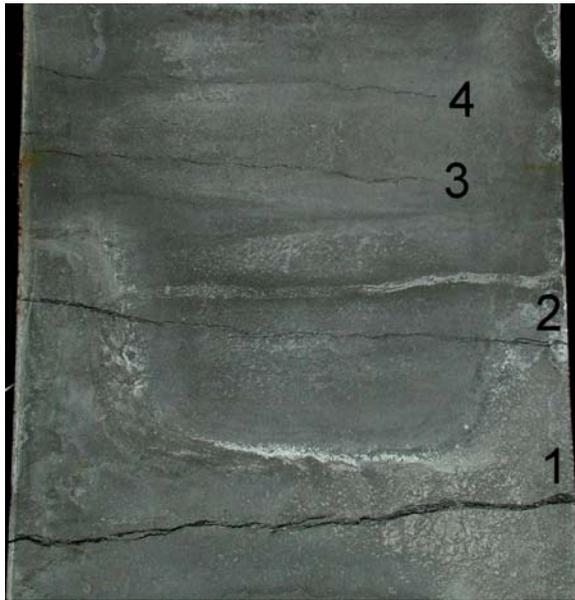
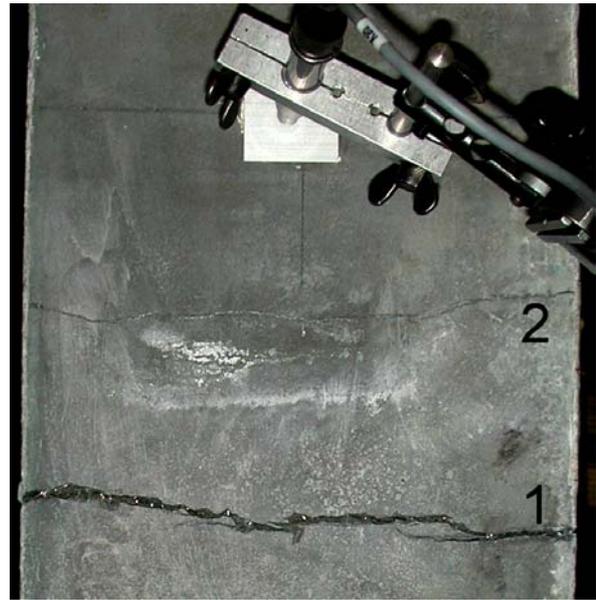
a) $F = \text{Zug} / F = \text{tension}$ (Test 1)b) $F = \text{Druck} / F = \text{compression}$ (Test 1)c) $F = \text{Zug} / F = \text{tension}$ (Test 3)d) $F = \text{Druck} / F = \text{compression}$ (Test 3)

Bild 6.27: Sichtbare Risse in Versuch 1 und 3
Fig. 6.27: Visible cracks in test 1 and 3

6.4.3 Zusammenfassung

Der vorgestellte Typenspeicher mit 1.000 m³ kann alle auftretenden Lasten abtragen, und zwar sowohl als erdüberschütteter als auch als frei stehender Wärmespeicher. Er ist also trotz einer Wandstärke von nur 60 mm recht robust.

Dünnere Wandstärken zu wählen scheint kaum möglich zu sein, zumal man bedenken muss, dass er aus Fertigteilen zusammengesetzt werden soll, die einen Transport unbeschadet überstehen müssen. Größere Bauteildicken sind nicht zu empfehlen, weil dies zu höheren Randstörmomenten führt. Diese höheren Momente führen zwar nicht zu höheren Spannungen, aber mit zunehmender Bauteilgröße nimmt die Biegezugfestigkeit ab (Maßstabseffekt). Zudem bedeutet jede Vergrößerung der Bauteilhöhe neue bzw. höhere Kosten.

Im konkreten Fall müsste bei diesem Typenspeicher noch die endgültige Art und Höhe der Vorspannung und die Wärmedämmung festgelegt werden. Die Temperaturbelastungen wurden analog zu denen für den Wärmespeicher Friedrichshafen-Wiggenhausen gewählt. Insbesondere sollte versucht werden z.B. durch eine bessere Wärmeeinleitung in den Tank die Temperaturdifferenzen über 1 m Wandhöhe bzw. über die Wandstärke zu verringern, um somit gegebenenfalls eine Möglichkeit zur weiteren Verringerung der Wandstärke zu haben, sofern eine solche mit dem Transport und konkreten Bauablauf vereinbar ist.

In der hier untersuchten Form treten die höchsten Belastungen im Übergangsbereich von oberer Kegelstumpf- zu Zylinderschale auf. In einem konkreten Fall kann die Form noch etwas optimiert werden. Durch den Verzicht auf einen Versteifungsträger treten hier in Ringrichtung recht hohe Zugspannungen auf, denen mit einer lokalen Verdickung der Wand sowie mit Spanngliedern oder lokal eingelegter Bewehrung begegnet werden kann. Letztere ist für die Fugenausbildung ohnehin vorgesehen und kann problemlos in diesem Bereich durch die gesamte Breite (in Umfangsrichtung) des Fertigteils eingelegt werden.

Das Tragverhalten in Meridianrichtung wurde mit Bauteilversuchen untersucht. Leider konnten nur zwei Versuchskörper getestet werden, von denen einer sogar einen Herstellungsfehler, d.h. einen Querschnitt mit besonders ungünstiger Faserverteilung, aufwies. Dennoch haben beide die geplanten Belastungen ohne Probleme abtragen können. Die durchgeführten Lastwechsel wurden mit höheren Lastamplituden durchgeführt als sie im Bauwerk auftreten werden weil bisher keine Ergebnisse über den Einfluss von Lastwechseln für UHFB vorlagen.

6.5 Wärmedämmung

6.5.1 Blähglas-Granulat

Benner (1999) hat Blähglas-Granulat aus hochwertigem Recyclingglas mit Luftporen und Korngrößen zwischen 2 und 4 mm untersucht. Es handelte sich dabei um das Produkt Liaver der Liaver Ilmenau GmbH & Co. KG, Ilmenau. Das Produkt ist leichter als Wasser (Schüttdichte: $190 \text{ kg/m}^3 \pm 10 \%$), witterungsbeständig und zeigt gute Säuren- und Laugenbeständigkeit. Die Druckfestigkeit liegt bei $0,9 \text{ N/mm}^2$ und die Wärmeleitfähigkeit bei $0,067 \text{ W/(m}\cdot\text{K)}$ (Herstellerangaben).

Der Netto-Verkaufspreis für loses Liaver mit der Körnung 2 – 4 mm ab dem Werk Ilmenau beträgt laut Benner (1999) etwa 150 DM/m^3 (etwa: $76,7 \text{ Euro/m}^3$), wobei sich der Preis bei Abnahme größerer Mengen verringert. Für zementgebundenes Blähglasgranulat ist nach Lichtenfels (2000) von einem Preis von 280 DM/m^3 (etwa: $143,2 \text{ Euro/m}^3$) auszugehen. Das Produkt besitzt die allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Nr. Z-23.11-1154.

Am ITW der Universität Stuttgart wurden Versuche mit dem Ziel durchgeführt, die effektive Wärmeleitfähigkeit und damit den Wärmetransport in den porösen Baustoffen abschätzen zu können. In den 3 Messreihen ergaben sich die folgenden Wärmeleitfähigkeiten:

- 1) trockene Schüttung; 25 % Porosität:
 $0,068 \text{ W / (mK)}$ bei 10° C
 $0,080 \text{ W / (mK)}$ bei 40° C bis 60° C ; mit steigender Temperatur steigt die Wärmeleitfähigkeit an
- 2) mit Zementschleier gebunden, Platten:
ca. $0,1 \text{ W / (mK)}$ bei 30° C bis 40° C
- 3) feucht, Schüttung:
ca. $0,11$ bis $0,15 \text{ W / (mK)}$ bei 10° C bis 40° C

Die Verarbeitung von Liaver war ohne größere Probleme möglich; lediglich bei geböschten Flächen ist die Gefahr des Abrutschens gegeben.

Wird das Material mit Zement gemischt (z.B. zur Abrutschsicherung an Böschungen), so ist unter trockenen Bedingungen ein Rechenwert der Wärmeleitfähigkeit von $0,11 \text{ W/(m}\cdot\text{K)}$ anzunehmen.

Untersuchungen zur Drainagewirkung bzw. Wasseraufnahme hatten folgendes Ergebnis: „Wird die Schüttung mit Wasser durchströmt, fließt das Wasser, im Falle einer Drainage im unteren Bereich, sehr gut ab, d.h. es wird nur ein kleiner Bereich mit Feuchtigkeit beaufschlagt. Innerhalb dieses Bereiches nimmt die Schüttung jedoch die Feuchtigkeit gut auf, und die Wärmedämmung muss wieder getrocknet werden, um eine gute Dämmwirkung erzielen zu können.“ [Benner (1999)]

Eine Trocknung der Wärmedämmung ist möglich. Folglich wird die Wärmeleitfähigkeit bei einer Verwendung für die Wärmespeicher über das Jahr betrachtet einen Wert zwischen der Wärmeleitfähigkeit des trockenen Schüttgutes und der untersuchten feuchten Probe annehmen.

6.5.2 Foamglas®

Foamglas® widersteht je nach Art Druckspannungen von $0,16 - 0,38 \text{ N/mm}^2$ und besitzt eine bauaufsichtliche Zulassung des DIBt. Der Rechenwert der Wärmeleitfähigkeit liegt bei $\lambda_R = 0,04 - 0,05 \text{ W/(m}\cdot\text{K)}$. Foamglas® ist schädlingssicher, fäulnisresistent, säurebeständig und

nimmt keine Feuchtigkeit auf. Foamglas® soll bei Verwendung eines geeigneten Klebers keine Probleme im Temperaturbereich eines Wärmespeichers haben. Nachteil ist jedoch, dass freie Formen, wie sie beispielsweise bei der Ausrundung im Übergangsbereich von Kegelstumpf zu Zylinderschale vorkommen, nicht realisierbar sind. Reine Zylinder oder Kegel stellen jedoch kein grundsätzliches Problem dar, aber es ist ein Zuschnitt erforderlich. Der Materialpreis lag 2001 bei ca. 800 DM/m³ (etwa: 409 Euro/m³), wobei standardmäßig Platten bis zu einer Dicke von 180 mm angeboten wurden. Der Preis für den Einbau(Klebung) lag bei etwa 60 DM/m².

6.5.3 STALA®

STALA®, ein auf Zement und Polystyrol ergänzt durch Blähton und Blähglas basierendes Dämm-Material, wird im Transportbeton-Werk hergestellt, mit dem Fahrmischer angeliefert und in plastischer Konsistenz mit Betonpumpe eingebracht. Dabei ist das Material universell in vielen Bereichen des Wohn-, Gesellschafts- und Industriebaus einsetzbar. Nachteil in der Zusammensetzung ist das Polystyrol; damit ist das Produkt in der angebotenen Fassung nur für Temperaturen bis 55°C geeignet.

Das Dämm-Material weist eine pumpfähige Konsistenz auf und erlaubt so bei entsprechenden Randbedingungen einen schnellen Einbau. Man kann es beispielsweise auch auf den Baugrubenboden aufbringen und den Fertigteilspeicher reinsetzen, sodass auch eine Dämmung des Bodens erfolgt. Außerdem kann sich das fließfähige Material gut an unregelmäßige Oberflächen „anschießen“. Allerdings liegt in der plastischen Konsistenz auch ein Nachteil, wenn man die Wände eines Wärmespeichers dämmen will. Es ist entweder eine Abschalung oder ein Betonieren gegen das Erdreich nötig. Zur Verbesserung der Ökologie werden Recycling-Komponenten verwendet und die Reststoffe wiederverwertet.

Die Leitfähigkeit des Materials ist geprüft nach DIN 52612. Die Übersicht über die Materialeigenschaften findet sich in Tabelle 6.3.

Die Materialkosten lagen 2001 bei etwa 200 DM/m³ bzw. 102,3 Euro/m³ (ohne Einbau).

Tabelle 6.3: Eigenschaften von STALA® [Lafarge (2002)]

Table 6.3: Properties of STALA®

Bezeichnung	Stala® 300	Stala® 600	Stala® 900
Trocken-Rohdichte	250...300 kg/m ³	550...600 kg/m ³	850...900 kg/m ³
Wärmeleitfähigkeit λ_{10tr}	0,076 w / m x k	0,104 w / m x k	0,230 w / m x k
λ_R	0,12 w/m x k		
Bautechnische Grundlagen	bauaufsichtl. Zulassung Z 23.11- 1282*	Prüfbericht MFPA Weimar B 21 / 511 – 97	Wärmeschutzverordnung
Druckfestigkeit	≥ 0,15 N / mm ² DIN 18164 T 1	≥ 0,5 N / mm ²	≥ 1,5 N / mm ²
Brandklasse DIN 4102	B 2	B 2	A 2
* Deutsches Institut für Bautechnik Berlin Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z – 23.11 – 1282			

6.5.4 Diskussion

Foamglas® bietet eine saubere und für die benötigten Temperaturbereiche ohne Probleme anwendbare Lösung. Da die Dämmung aus steifen Elementen besteht ist aber eine genaue Anpassung an Ausrundungen oder unregelmäßige Oberflächen schwer bzw. nicht möglich. Selbst bei den Standardplatten, die nur eine geringe maximale Dicke von 180 mm aufweisen, liegt der Materialpreis bereits in der Größenordnung von 400 Euro/m³. Trotz des besseren Dämmwertes gegenüber Blähglas bzw. STALA® würde der Gesamtpreis für das Material mindestens doppelt so hoch ausfallen. Foamglas® ist also letztendlich zu teuer, um alleine als Dämmung zu dienen. Dünne Platten könnten jedoch die äußere widerstandsfähige Schicht bilden und als Abschaltung dienen, damit eine Dämmung aus geschüttetem Blähglas-Granulat oder fließfähigem STALA® eingebracht werden kann.

Blähglas-Granulat und STALA® liegen sowohl was die Dämmwirkung als auch den Preis betrifft auf ähnlichem Niveau, insbesondere wenn das Blähglas-Granulat zementgebunden eingebaut wird. STALA® enthält neben Zement, Blähton und Blähglas noch Polystyrol, weshalb es am besten bei Temperaturen unterhalb von 55°C eingesetzt werden kann. Allerdings wird in der bauaufsichtlichen Zulassung Nr. Z-23.11-1282 eine Formbeständigkeit bei 70°C unter erhöhter Belastung gefordert, sodass das Gesamtprodukt auch bei höheren Temperaturen einsetzbar sein sollte.

Beide Dämmstoffe bedürfen entweder einer Verfüllung in Säcke oder einer Abschaltung bzw. einem Einbringen der Dämmung zwischen Speicher und Erdreich.

Der Preis für Blähglas-Granulat bzw. STALA® dürfte im eingebauten Zustand bei etwa 150 Euro/m³ liegen.

6.6 Kosten für Typenspeicher mit $V = 1.000 \text{ m}^3$

Die hier angeführte Kostenzusammenstellung beruht auf den Einheitspreisen wie sie im Arbeitskreis Wärmespeicher [Lichtenfels (2000, 2001)] für Speicher aus Beton angesetzt werden, lediglich umgerechnet in Euro. Die einzigen Abweichungen ergeben sich bei den Kosten für die Baustelleneinrichtung und den Spannstahl. Da hier Fertigteile und kein Ortbeton eingesetzt werden soll, wird die Baustelleneinrichtung nur mit 3% und nicht 7% der Bausumme angesetzt. Der Spannstahl wird etwas günstiger angesetzt (3.000 Euro/t anstelle von 3.886 Euro/t), da hier extern und nicht intern vorgespannt werden soll. Diese Abänderungen haben aber nur geringe Auswirkungen auf den Preis, der Unterschied in der Gesamtsumme ist geringer als 5.000 Euro. Die Be- und Entladeeinrichtung wurde zu 15.000 Euro abgeschätzt. Dieser Preis liegt zwischen den Kosten, die Lichtenfels (2001) für einen Speicher mit 300 m³ (7.669 Euro) bzw. 5.000 m³ (46.016 Euro) ansetzt. Wie bereits in Abschnitt 5.5 erläutert scheint ein Preis von etwa 1.000 Euro/m³ für eingebauten UHFB realistisch zu sein. Schlappe Bewehrung soll nur in den Fugen gemäß Bild 6.1 eingebaut werden.

Die Neigung der Baugrubenböschung wurde zu 60° angesetzt, wobei das Kegelstumpfdach zwar begrünt wird, aber über das ursprüngliche Geländenniveau hinausragt. Die in der Kalkulation angesetzten Randbedingungen sind in Bild 6.28 wiedergegeben.

Alle Mengen und Preisangaben finden sich in Tabelle 6.4. Hierbei soll das Dach mit 0,7 m Dämmung, die Wand mit durchschnittlich 0,5 m und der Boden mit bis zu 0,5 m Dämmung aus Blähglas bzw. STALA® versehen werden. Die Dämmwerte für Wand und Dach orientieren sich an Hannover-Kronsberg. Die Dämmung des Bodens wird hier zusätzlich angesetzt, was die Kosten erhöht.

Tabelle 6.4: Mengen und Kosten für den Typenspeicher mit $V = 1.000 \text{ m}^3$ Table 6.4: Quantities and costs for a standard hot-water tank with volume $V = 1.000 \text{ m}^3$

	Menge	Einheitspreis [Euro/m ³ , t bzw. h]	Gesamtpreis [Euro]
1.) Standortuntersuchung	1	5.113	5.113
2.) Baustelleneinrichtung (3% der Bausumme)	1	3.538	3.538
3.) Erdarbeiten Raum <ul style="list-style-type: none"> ▪ Mutterboden entfernen ▪ Aushub lösen und zwischenlagern ▪ Erdreich deponieren / Abtransport ▪ Baugrube vorbereiten 	230 m ³ 1.320 m ³ 1.010 m ³ 1.500 m ³	1,02 9,78 9,20 0,51	23.201
4.) Wasserhaltung / Drainage <ul style="list-style-type: none"> ▪ Pumpe ▪ Wasserhaltung Betrieb + Endzustand ▪ Drainage 	750 h 1.000 m ³ 1.000 m ³	1,79 1,38 2,45	5.173
5.) Erschließung Speichervolumen <ul style="list-style-type: none"> ▪ Beton ▪ Spannstahl ▪ Bewehrung 	32 m ³ 0,25 t 2,4 t	1.000 3.000 741	34.528
6.) Be- und Entladeeinrichtung	pauschal	15.000	15.000
7.) Wärmedämmung (inkl. Boden)	280 m ³	143	40.040
8.) Auskleidung	————	————	————
9.) Druckhaltung / Wasseraufbereitung	————	————	————
10.) Sonstiges	1.000 m ³	2,05	2.050
11.) Landschaftsgestaltung, Grünanlage,... <ul style="list-style-type: none"> ▪ Anschütten ▪ Begrünen / Mutterboden 	310 m ³ 230 m ³	7,67 5,11	3.553
Erweiterte Rohbaukosten			132.196
Erweiterte Rohbaukosten bezogen auf das Volumen $V = 1.000 \text{ m}^3$			132,2

Die erweiterten Rohbaukosten betragen also ca. 132 €/m^3 , wobei nur ca. 26 % auf die Erschließung des Speichervolumens (Punkt 5) entfallen. Der höchste Einzelposten ist jetzt die Wärmedämmung, wobei diese eine Bodendämmung einschließt, die bei den bisherigen Projekten nicht vorgesehen wurde.

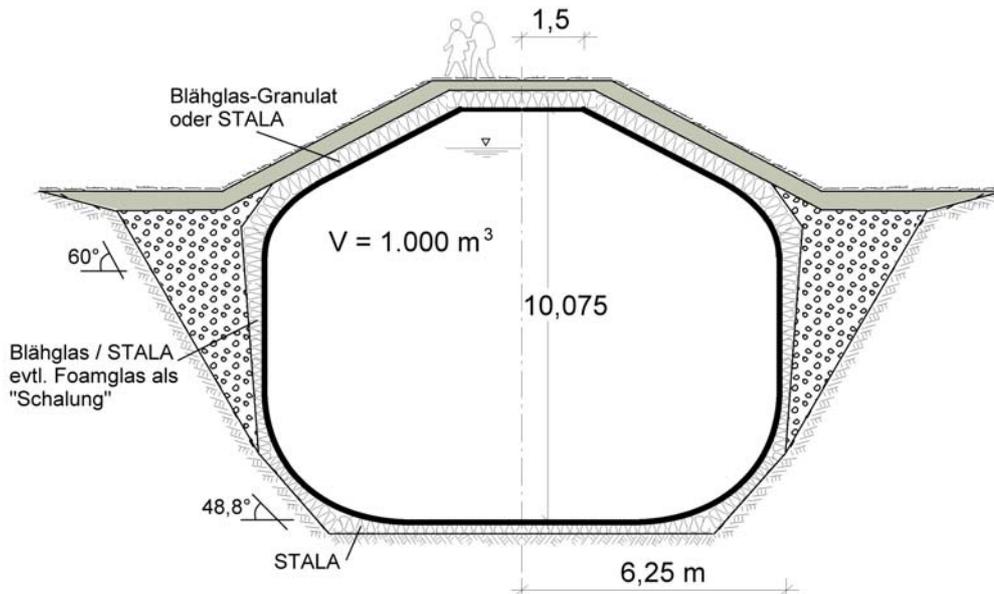


Bild 6.28: Randbedingungen für die Kostenkalkulation des Typenspeichers
 Fig. 6.28: Situation for the cost calculation of the standard hot-water tank

6.7 Kosteneinordnung Typenspeicher

Dieser Abschnitt beinhaltet den Vergleich des Typenspeichers (Bild 6.28) mit anderen Betonspeichern in Abhängigkeit vom Volumen, und es wird der Anteil der Kosten für den UHFB-Speicher an den erweiterten Rohbaukosten dargestellt.

Bild 6.29 zeigt den Vergleich zwischen den erweiterten Rohbaukosten eines Speichers aus Normalbeton mit Edelstahlinnenauskleidung und einer UHFB-Lösung. Des weiteren sind in diesem Bild frühere Schätzungen für Speicher aus Normal- und hochfestem Beton nebst konkreten Baukosten eingetragen. Man sieht offensichtlich, dass der UHFB-Speicher deutlich günstiger ist, insbesondere für kleine Volumina. Die Ursache ist, dass bei einem UHFB-Speicher in Kombination mit externer Vorspannung eine deutlichere Verringerung der Wandstärke für kleine Volumina möglich ist gegenüber Normal- oder hochfestem Beton.

Wie in Tabelle 6.4 dargestellt wurden für einen „universell“, d.h. unter- und oberirdisch einsetzbaren Typenspeicher mit einem Volumen von $V = 1.000 \text{ m}^3$ erweiterte Rohbaukosten von 132 €/m^3 ermittelt, wobei nur 34 €/m^3 , also nur noch ca. ein Viertel dieser Kosten auf das UHFB-Tragwerk entfällt, vgl. Bild 6.30. Weitere Kosteneinsparungen sind möglich, denn bei Typenspeichern für nur unterirdischen Einsatz können die Wandstärken verringert werden, und bei nur oberirdischer Anordnung entfallen wiederum die Kosten für den Erdaushub.

Das Bild 6.30 zeigt, dass im Bereich zwischen $V = 11.600 \text{ m}^3$ und 1.000 m^3 bei UHFB die Kosten für die dichte Betonstruktur alleine mit geringer werdenden Volumen nicht ansteigen, sondern ungefähr konstant bleiben mit ca. 40 bis 34 €/m^3 . Trotz der zweifellos gegebenen Unsicherheiten der Kosteneinschätzungen von UHFB ist damit das Ziel des Forschungsvorhabens erreicht, dass Wärmespeicher aus UHFB technisch machbar sind und das Potential für wesentliche Kosteneinsparungen bei den Wärmespeichern haben. Insbesondere bei kleinen Volumina geht somit ein Großteil der Kosten zu Lasten der Wärmedämmung, der Erdarbeiten, der Wasserhaltung, der Be- und Entladeeinrichtung, etc., sodass versucht werden muss, auch in diesem Bereich Kosten einzusparen, da sie ja im Grunde für alle Arten von Erdbeckenspeichern anfallen.

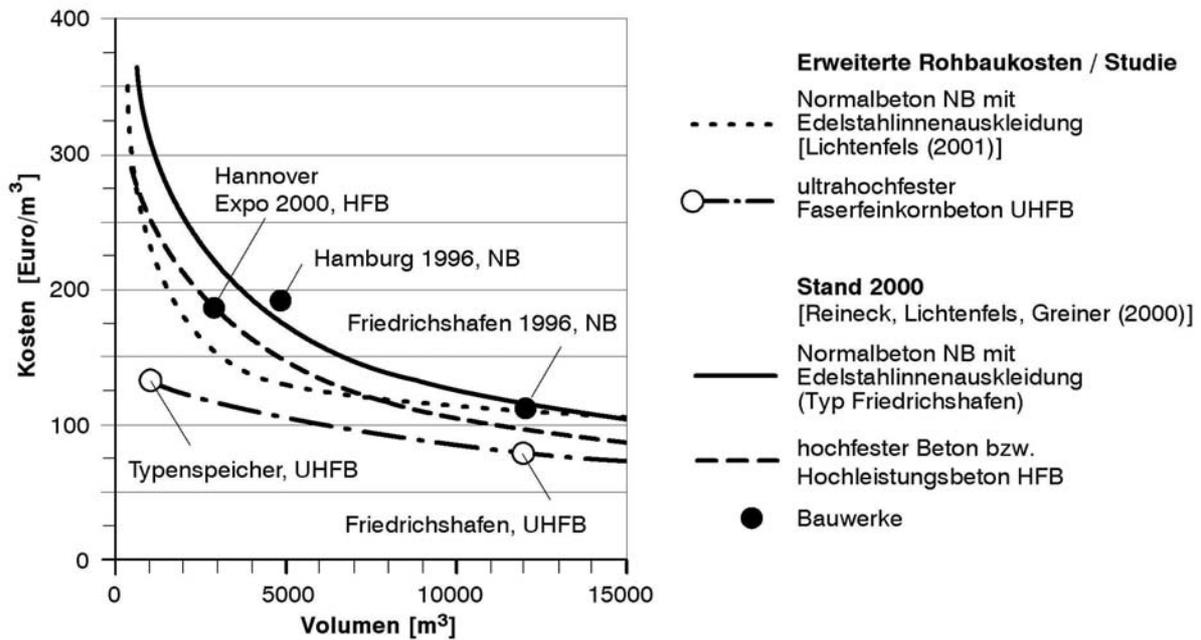


Bild 6.29: Kostenvergleich zwischen Wärmespeichern aus Normalbeton, HFB und UHFB
 Fig. 6.29: Comparison of costs for a hot-water tank out of normal concrete, HPC and UHPC

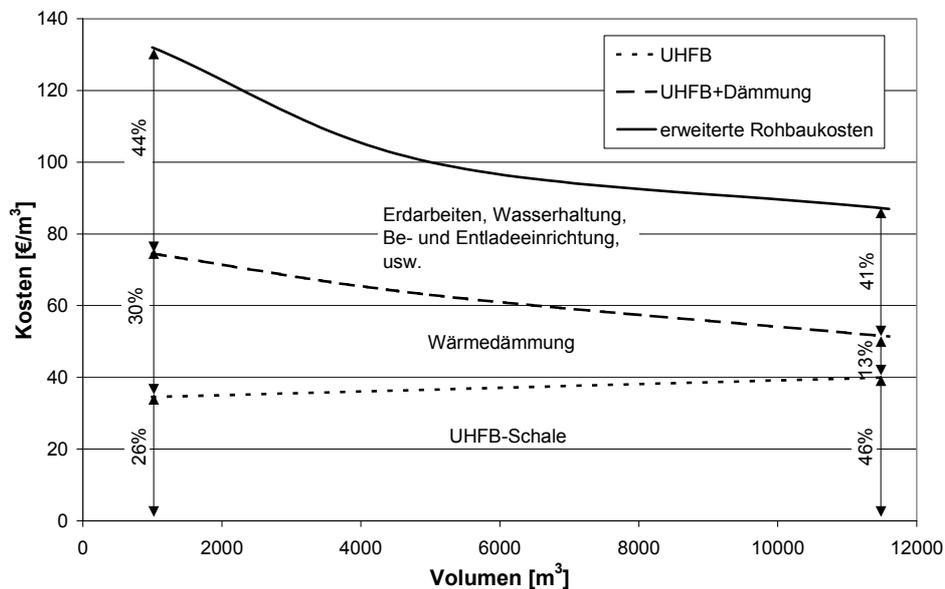


Bild 6.30: Zusammensetzung der Kosten für einen Speicher aus UHFB
 Fig. 6.30: Composition of costs for a tank out of UHPC

7 Zusammenfassung

7.1 Allgemeines

Die Zielsetzung des Forschungsvorhabens war, die Bautechnik von Heißwasser-Wärmespeichern aus Hochleistungsbeton weiter zu entwickeln und eine weitere wesentliche Kostenreduktion bei erdüberschütteten Langzeitwärmespeichern zu ermöglichen. Unter Hochleistungsbeton wird dabei entweder ein hochfester Beton (HFB) oder ein ultradichter feinkörniger Faserbeton bzw. ultrahochfester Faserbeton (UHFB) verstanden. Letzterer wurde in den letzten ca. 10 bis 15 Jahren von der Baufirma Bouygues, Paris in Zusammenarbeit mit Lafarge und Rhodia neu entwickelt [Richard und Cheyrezy (1994)], und ist jetzt auf den Markt als Ductal[®] erhältlich.

Die angekündigten hervorragenden Eigenschaften und die grundsätzliche Eignung dieses Materials für dichte Wärmespeicher wurden durch die Untersuchungen in diesem Vorhaben bestätigt. Ductal[®] bzw. UHFB weist eine deutlich höhere Dichtigkeit als hochfester Beton auf, so dass nur noch ein sehr niedrigerer Wasserverlust pro Jahr auftritt. Die Ergebnisse der verschiedenen Untersuchungen von Reinhardt und Jooß im Teilbericht II bzw. als Zusammenfassung im Abschnitt 2.3.2.2 dieses Teilberichtes bezüglich der Transporteigenschaften von Wasser- bzw. Wasserdampf in Beton unter erhöhter Temperatur zeigen, dass es möglich ist, Wärmespeicher ohne Edstahlauskleidung zu konstruieren, die trotzdem den hohen Anforderungen an die Dichtheit genügen.

Es zeigte sich auch, dass ultrahochfeste Faserfeinkornbetone aufgrund ihrer selbstverdichtenden Eigenschaften keine Verdichtungsenergie benötigen, und sie sind deshalb für den Einsatz bei filigranen Bauteilen sehr geeignet.

7.2 Materialeigenschaften

Nachfolgend werden die im Teilbericht I beschriebenen Versuche zusammengefasst. Es sollten die Materialeigenschaften, also das Festigkeits- und Verformungsverhalten ermittelt werden, um die wesentlichen Bemessungsgrundlagen und -werte bestimmen zu können. Weiterhin wurden Bauteilversuche durchgeführt, und zwar insbesondere Versuche an Flachproben mit Fugen, um Wärmespeicher aus Fertigteilen herstellen zu können. Um die notwendigen Fugen entwerfen und bemessen zu können, wurden Ausziehversuche zur Bestimmung der Verbundeigenschaften und Verankerungslängen von Bewehrungsstäben in UHFB durchgeführt.

Für die Druckfestigkeitsermittlung wurden Würfel mit einer Seitenlänge von 100 mm, Zylinder \varnothing 70 mm bzw. 100 mm und $h = 140$ mm, Prismen $100 \cdot 100 \cdot 200$ mm und Kleinprismen $40 \cdot 40 \cdot 160$ mm verwendet, wobei insbesondere die drei ersten Prüfkörper häufig eingesetzt werden. Bei diesen konnte aber im Gegensatz zu Normalbeton keine eindeutige Abhängigkeit der Druckfestigkeit von der Prüfkörpergeometrie festgestellt werden. Es wurden mit den selbst aus der von der Firma Lafarge gelieferten Fertigmischung ohne Wärmebehandlung hergestellten Prüfkörpern Druckfestigkeiten von etwa 160 bis 180 MPa erzielt, nach der im Betonbau üblichen Lagerungszeit von 28 Tagen. Die Festigkeitszuwächse danach fallen gering aus.

In den Versuchen für den Elastizitätsmodul wurden Werte zwischen von 52 und 60 GPa ermittelt, und der Mittelwert lag bei etwa 57 GPa.

Bei der Spaltzugfestigkeit scheint es eine Abhängigkeit von der Prismenhöhe zu geben. Für Ductal[®] mit Fasern ergaben sich die folgenden mittleren Spaltzugfestigkeiten: 25,1 MPa bei der Prismenhöhe $h = 70$ mm, 23,7 MPa bei $h = 100$ mm, 19,2 MPa bei $h = 150$ mm, und 14,5

MPa bei der Prismenhöhe 200 mm. Darüber hinaus wurde noch die Spaltzugfestigkeit an 3 Prismen 100 · 100 · 200 mm aus Ductal[®] ohne Fasern bestimmt, und dies ergab einen Mittelwert von 6,7 MPa.

Die Biegezugfestigkeit fiel mit zunehmender Prismenhöhe ab:

- 30 MPa für Kleinprismen 40 · 40 · 160 mm,
- 25 MPa für Prismen 70 · 70 · 350 mm,
- 22 MPa für Prismen 100 · 100 · 530 mm,
- 18 MPa für Prismen 150 · 150 · 750 mm,
- 16 MPa für Prismen 200 · 200 · 1000 mm.

Es zeigte sich somit ein sehr deutlicher Maßstabseinfluss, der bei der Bemessung zu berücksichtigen ist.

Die zentrischen Zugversuche wurden an flachen Schulterproben mit Querschnitten von 20 · 80 mm bzw. 30 · 90 mm durchgeführt. Diese Prüfkörper charakterisieren besser die Festigkeiten und das Verformungsverhalten von Schalentragwerken als die häufig verwendeten Prismen oder Zylinder, bei denen eine völlig andere Faserorientierung auftritt. Es wurden im Regelfall mittlere Zugfestigkeiten zwischen 9 und 11 MPa erreicht. Die Prüfkörper wiesen viele feine Risse auf, bevor sich bei Bruch ein Riss weit öffnete.

Die angegebenen Werte für die zentrische Zugfestigkeit und die Biegezugfestigkeit werden allerdings nur erreicht, wenn sich beim Betonieren kein Querschnitt mit einer ungünstigen Faserorientierung, also mit Fasern primär senkrecht zur Hauptzugrichtung, einstellt, denn dies führt zu einem Versagen bei niedrigen Spannungen (bei Erreichen der Festigkeit der Matrix). In diesen Fällen bildet sich meistens auch nur ein Hauptriss aus, und es treten nur wenige oder sogar keine weiteren Risse auf. Dieses Problem muss bei der Herstellung beachtet werden, um die Gefahr solcher Fehlproduktionen zu minimieren bzw. zu vermeiden.

7.3 Fugenausbildung und Fertigteile

In den Ausziehversuchen mit Stabdurchmesser $\varnothing = 4$ mm wurden sehr hohe Werte für die Verbundspannungen zwischen Ductal[®] und dem Stabstahl erreicht. Bei den zuerst durchgeführten Versuchen mit üblichen Abmessungen der Prüfkörper nach RILEM (Würfel 40 mm = 10 \varnothing , Verbundlänge 20 mm = 5 \varnothing) gelang es nicht, den Stab herauszuziehen, und der Stabstahl begann jedes Mal vorher zu fließen. Deshalb wurde die Verbundlänge in anschließenden Versuchen auf 8 mm = 2 \varnothing reduziert. Die Höchstwerte der Verbundspannungen lagen im Mittel bei etwa 45 MPa. Dieser Wert wurde mit diesem Prüfverfahren auch von Ductal[®] ohne Fasern erreicht. Bei der Bemessung der Verankerungslängen in Bauteilen muss beachtet werden, dass die Bemessungswerte der Verbundspannungen noch von der verwendeten Stahlart und der Betondeckung bzw. dem Stababstand abhängen, wie Versuche von Cheyrezy, Roux et al. (1998) zeigen.

Ein ideales Einsatzgebiet für UHFB ist der Fertigteilbau. So sind Wärmespeicher denkbar, die aus vorgefertigten Elementen errichtet werden und deren Fugen mit einem Vergussmörtel aus Ductal[®] o.ä. geschlossen werden. Die Vorfertigung der einzelnen Elemente ermöglicht die Druck- und Temperaturbehandlung im Werk, die eine Erhöhung der Festigkeiten bewirkt. Außerdem erreichen diese Bauteile bereits nach etwa 4 und nicht erst nach 28 Tagen ihre gewollte Endfestigkeit. Darüber hinaus können auf diese Weise die Schwindverkürzungen (fast) vollständig vorweggenommen und die Kriechverformungen deutlich reduziert werden (bis zu 75%).

Von besonderer Bedeutung für diesen ultrahochfesten Faserfeinkornbeton ist, dass im Werk eine viel bessere Qualitätssicherung im Vergleich zur Herstellung auf der Baustelle gewährleistet werden kann.

Für Fertigteile sprechen auch die Herstellungskosten und Bauabläufe. Ein hoher Anteil der Kosten von Ort betonbauwerken geht auf das Konto der notwendigen Schalungen. Insbesondere bei (doppelt) gekrümmten Flächentragwerken bereitet die Schalung sehr hohe Kosten, da sie sehr aufwendig herzustellen ist. Auf der anderen Seite sind (doppelt) gekrümmte Tragwerke besonders günstig, was die Lastabtragung betrifft. Außerdem können mit allmählichen Übergängen von der Zylinder- zu den Kegelstumpfschalen die Randstörmomente vermindert werden. Diese Krümmungen lassen sich, wenn überhaupt, nur mit Fertigteilen wirtschaftlich realisieren. Bei rotationssymmetrischen Bauwerken wie den Wärmespeichern lässt sich die Außenwand in Umfangsrichtung relativ einfach in viele gleiche Fertigteile zerlegen; z.B. bei kleineren Typenspeichern mit $V = 1000 \text{ m}^3$ in 12 Abschnitte, die sich jeweils über 30° erstrecken und nochmals in der Höhe in 3 Elemente unterteilt sind. Da UHFB eine deutlich höhere Festigkeit aufweist als Normalbeton, können mit ihm vergleichsweise dünne Bauteildicken erreicht werden. Dies vereinfacht wiederum den Transport und den Aufbau der Fertigteile.

Eine der wesentlichen Grundvoraussetzung für den Einsatz von Fertigteilen ist eine funktionierende Fugenausbildung. Im Übergangsbereich Fertigteil - Fugenbeton bzw. Alt- zu Neubeton wirken keine Fasern, und somit ist die Zugfestigkeit erheblich vermindert. Als eine mögliche Fugenausbildung wurden hier Übergreifungsstöße aus Stabstahl $\varnothing 4 \text{ mm}$ verwendet, die im zentrischen Zugversuch geprüft wurden. Die Ergebnisse zeigten, dass die Kenntnis des Maximalwertes der Verbundspannung zwischen dem Stabstahl und dem Feinkornbeton alleine nicht ausreicht, um die notwendige Verankerungslänge für konkrete Aufgabenstellungen zu bestimmen. Bei einer aufgrund der Verbundfestigkeit eigentlich ausreichenden Verankerungslänge im Fertigteil von einheitlich 20 mm versagten alle Probekörper am Ende der lokal eingelegten Fugenbewehrung, weil dort Spannungsspitzen auftraten. Bei den Körpern mit 50 mm Verankerungslänge versagte immerhin noch die Hälfte der Versuchskörper am Ende der eingelegten Fugenbewehrung im Fertigteil. Dieser Sachverhalt trat erst bei einer Fugenausbildung mit gestaffelten Verankerungslängen der Bewehrungsstäbe mit 50 mm bzw. 75 mm nicht mehr auf.

Insbesondere die Lösung mit einem Stabdurchmesser von 4 mm und einer abgestuften Verankerungslänge der Bewehrung von 50 mm bzw. 75 mm hat gezeigt, dass Fugen so ausgebildet werden können, dass sie keinen offensichtlichen Schwachpunkt in einem aus Fertigteilen aus UHFB zusammengesetzten Speicher mehr bilden. Bei dieser Versuchskörperauslegung trat nie ein Versagen im Fugenbereich ein, sondern immer im Bereich der Einspannstelle in die Versuchsmaschine. Zum besseren Einbringen des Feinkornbetons in die Fuge mit den engen Übergreifungsstößen wurde sogar in der Fuge selbst auf Stahlfasern verzichtet, und es konnten keine negativen Auswirkungen auf die Tragfähigkeit der Fuge festgestellt werden.

7.4 Wärmespeicher vom Typ Friedrichshafen aus Normalbeton, HFB und UHFB

Ein Vergleich zwischen dem gebauten Wärmespeicher in Friedrichshafen mit einem Volumen von 12.000 m^3 aus Normalbeton versehen mit einer Edelstahlauskleidung, einer Lösung aus HFB und einer Lösung aus UHFB ergab, dass eine Reduktion der Kosten möglich ist, trotz der zur Zeit noch sehr hohen Materialkosten für UHFB bzw. Ductal[®]. Zur Zeit gibt es auf dem Markt noch kein Konkurrenzprodukt zu Ductal[®], aber dies kann sich in kurzer Zeit ändern, denn es sind dementsprechende Entwicklungen im Gange. Zudem sind die Materialkosten für die Bestandteile des UHFB bekannt, so dass eine Abschätzung für die zukünftigen Marktpreise möglich ist. Unter Annahme etwas günstigerer Schal- und Einbaukosten wie für

Normalbeton oder Hochfesten Beton wurden somit Kosten von 1000 Euro/m³ für den eingebauten UHFB angesetzt.

Damit würden die Kosten für das Betontragwerk aus UHFB im Vergleich zur Normalbetonlösung um über 40% vermindert, und die erweiterten Rohbaukosten sinken um etwa 25%: Die Kosten für das dichte Betontragwerk betragen 68 €/m³ Wasservolumen für Normalbeton und 40 €/m³ für UHFB. Die erweiterten Rohbaukosten liegen bei 115 €/m³ für Normalbeton und bei 87 €/m³ für UHFB. Im Einzelnen stehen bei den Kosten des Betontragwerks der deutlichen Erhöhung der Materialkosten für den UHFB die folgenden Kostenminderungen gegenüber. Zunächst entfallen die Kosten für den Edelstahl (264 T Euro). Weiterhin wird der Montage- und Schalungsaufwand durch die Verwendung von Fertigteilen verringert, und es sind auch geringere Kosten für die Baustelleneinrichtung wahrscheinlich, was hier noch nicht berücksichtigt wurde. Schließlich können die Wärmespeicher wegen der hohen Zugfestigkeiten des UHFB weitestgehend ohne zusätzliche Bewehrung ausgeführt werden, so dass sich eine Kostenminderung beim Bewehrungsstahl (118 T Euro) im Vergleich zur Normalbetonlösung ergibt. Die Materialpreise unterliegen hierbei natürlich gewissen Schwankungen.

Einer der Hauptlastfälle für den Wärmespeicher ist die Temperaturdifferenz zwischen innen und außen bzw. über einen Meter Wasserhöhe, da sie zu störenden Biegebelastungen führt gegen die nicht vorgespannt werden kann. In der Kalkulation wurde z.B. die Vorgabe von einem Temperatursprung von 32 K über einen Meter Wasser- bzw. Wandhöhe, die in Friedrichshafen aktuell war, angesetzt. Sollte es in Zukunft möglich sein, diesen Temperatursprung von thermodynamischer Seite, z.B. durch günstigere Wärmeeinleitung in den Speicher auf 25 K oder gar auf 15 K zu vermindern, dann hätte dies weitere (spürbare) Kostensenkungen zur Folge. Aber auch bei den jetzigen Lastannahmen könnten geringere Wandstärken als 150 mm realisierbar sein, z.B. eine Wandstärke von nur 100 mm in gewissen Bereichen. Inwieweit dies möglich bzw. wirtschaftlich sinnvoll ist, hängt unter anderem von dem Schalungsaufwand für sich kontinuierlich ändernde Wandstärken in gewissen Übergangsbereichen und der genauen Auslegung der Vorspannung ab. Deshalb wurde hier sicherheitshalber auf diese Verminderung der Wandstärke verzichtet, theoretisch bietet aber auch sie weitere mögliche Einsparpotentiale.

Aufgrund der noch fehlenden Erfahrungen mit einem Bauprojekt aus UHFB in Deutschland können nur Pilotprojekte zu einer realistischen Kostenschätzung führen und das Potential von UHFB aufzeigen. Ein solches könnte ein Typenspeicher mit einem Volumen von 1.000 m³ sein.

7.5 Typenspeicher aus UHFB (V = 1.000 m³)

Der vorgestellte Typenspeicher ist statisch nachgewiesen, und er kann trotz einer Wandstärke von nur 60 mm alle Lasten, also auch die infolge einer Erdüberschüttung abtragen. Aber er ist auch als frei stehender Wärmespeichers baubar. Das Tragverhalten in Meridianrichtung wurde mit Bauteilversuchen untersucht. Leider konnten nur zwei Versuchskörper getestet werden, von denen einer leider auch noch einen Herstellungsfehler, d.h. einen Querschnitt mit besonders ungünstiger Faserverteilung, aufwies. Dennoch haben beide die geplanten Belastungen ohne Probleme abtragen können. Die durchgeführten Lastwechsel wurden sogar mit höheren Lastamplituden durchgeführt als sie im wirklichen Bauwerk auftreten werden.

Für die Wärmedämmung stehen verschiedene Alternativen zur Verfügung, die alle gewisse Vor- und Nachteile haben. Foamglas[®] bietet z.B. eine für die benötigten Temperaturbereiche und Drücke ohne Probleme anwendbare Lösung. Da die Dämmung aus steifen Elementen besteht, ist jedoch eine genaue Anpassung an Ausrundungen oder unregelmäßige Oberflächen

nicht möglich. Der Materialpreis liegt selbst bei Standardplatten, die nur eine Dicke von maximal 180 mm aufweisen, bereits in der Größenordnung von 400 Euro/m³, so dass Foamglas[®] letztendlich zu teuer ist.

Blähglas-Granulat und STALA[®] liegen sowohl was die Dämmwirkung als auch den Preis betrifft auf ähnlichem Niveau, insbesondere wenn das Blähglas-Granulat zementgebunden eingebaut wird. STALA[®] enthält neben Zement, Blähton und Blähglas noch Polystyrol, weshalb es am besten bei Temperaturen unterhalb von 55°C eingesetzt werden kann. Allerdings wird in der bauaufsichtlichen Zulassung Nr. Z-23.11-1282 eine Formbeständigkeit bei 70°C unter erhöhter Belastung gefordert, sodass das Gesamtprodukt auch bei höheren Temperaturen einsetzbar sein sollte. Beide Dämmstoffe bedürfen entweder einer Verfüllung in Säcke oder einer Abschalung bzw. einem Einbringen der Dämmung zwischen Speicher und Erdreich. Der Preis für Blähglas-Granulat bzw. STALA[®] dürfte im eingebauten Zustand bei etwa 150 Euro/m³ liegen.

Die Kostenzusammenstellung für den Typenspeicher beruht im Wesentlichen auf den Einheitspreisen wie sie im Arbeitskreis Wärmespeicher [Lichtenfels (2000, 2001)] für Speicher aus Beton angesetzt werden, lediglich umgerechnet in Euro. Es wurde angenommen, dass der Speicher komplett mit Erde überdeckt ist. Es ergab sich damit ein Preis (erweiterte Rohbaukosten) von 132,2 Euro/m³ Wasser. Dieser Preis kann vermindert werden, wenn entweder der Typenspeicher für konkretere Randbedingungen (exakte, immer gleichbleibende Erdüberdeckung) weiter in der Form optimiert wird oder aber durch eine (teilweise) oberirdische Anordnung des Speichers, sodass die Kosten für die Erdarbeiten sinken. Außerdem spielt auch hier wie in Abschnitt 7.4 angesprochen der anzusetzende Temperatursprung über 1 m Wandhöhe eine entscheidende Rolle, sodass eine Kostenverminderung neben statischen Gesichtspunkten auch über eine Verbesserung der Wärmeverteilung innerhalb des Speichers möglich ist. Es muss allerdings hervorgehoben werden, dass nur 34 €/m³, also nur noch ein Viertel der erweiterten Rohbaukosten auf das UHFB-Tragwerk entfällt. Bei UHFB kann die Wandstärke bei kleineren Volumina deutlicher verringert werden als bei Normalbeton oder HFB.

Im Bereich zwischen $V = 11.600 \text{ m}^3$ (Friedrichshafen) und 1.000 m^3 (Typenspeicher) steigen bei UHFB die Kosten für die dichte Betonstruktur alleine mit geringer werdenden Volumen nicht an, sondern bleiben ungefähr konstant mit ca. 40 bis 34 €/m³. Trotz der zweifellos gegebenen Unsicherheiten der Kosteneinschätzungen von UHFB ist damit das Ziel des Forschungsvorhabens erreicht, dass Wärmespeicher aus UHFB technisch machbar sind und das Potential für wesentliche Kosteneinsparungen bei den Wärmespeichern haben. Insbesondere bei kleinen Volumina geht somit ein Großteil der Kosten zu Lasten der Wärmedämmung, der Erdarbeiten, der Wasserhaltung, der Be- und Entladeeinrichtung, etc., sodass versucht werden muss, auch in diesem Bereich Kosten einzusparen, da sie ja im Grunde für alle Arten von Erdbeckenspeichern anfallen.

7.6 Veröffentlichungen

Teilergebnisse des Forschungsvorhabens wurden bereits veröffentlicht, weitere Veröffentlichungen stehen noch aus. Im einzelnen bieten folgende Veröffentlichungen eine Übersicht bzw. Zusammenfassung über den Teilbericht I des Forschungsvorhabens:

- Reineck, K.-H.; Lichtenfels, A.; Greiner, S. (2001): Seasonal storage of solar energy in hot-water tanks made out of high performance concrete. in: Session A6: Energy and Conservation, Environmental Aspects in Operation, Aspects of Health and Working Environment, Proceedings fib Symposium "Concrete and Environment" Berlin 2001, 3-5 October. Ed. by: DBV - Deutscher Beton- und Bautechnik Verein E.V. Berlin, 2001
- Reineck, K.-H.; Lichtenfels, A.; Greiner, S. (2002): HPC hot-water tanks for the seasonal storage of solar heat. p. 739 - 752 in: V. 1 Proceedings 6th International Symposium on Utilization of High strength / High Performance Concrete, Leipzig June 2002. (Edtrs. König, G.; Dehn, F.; Faust, T.). Leipzig University, Institute for Structural Concrete and Building Materials, 2002
- Reineck, K.-H.; Greiner, S.; Lichtenfels, A. (2003): Wasserspeicher aus UHFB - Bemessung. S. 257 - 268 in: König, G.; Holschemacher, K.; Dehn, F. (Hrsg.): Ultrahochfester Beton - Innovationen im Bauwesen, Beiträge aus Praxis und Wissenschaft. Bauwerk Verl., Berlin 2003
- Reineck, K.-H.; Greiner, S. et al. (2004): Bemessung und Konstruktion. Abschnitt 7 in: Sachstandsbericht „Ultrahochfester Beton“ des DAfStb-UA UHFB. Entwurf 20. Februar 2004

geplant:

- Reineck, K.-H.; Lichtenfels, A.; Greiner, S. (2004): Hochfester und ultrahochfester Beton für Heißwasser – Wärmespeicher. Beton Werk International, Ausgabe April 2004
- Reineck, K.-H.; Lichtenfels, A.; Greiner, S. (2004): Concrete Hot Water Tanks for the Seasonal Storage of Solar Energy Built in Germany. August 2004 issue of Structural Engineering International (SEI 3/2004) on 'Sustainable Engineering'
- Reineck, K.-H.; Greiner, S. (2004): Tests on ultra-high performance fibre reinforced concrete designing hot-water tanks and UHPFRC-shells. International Symposium on Ultra High Performance Concrete. Kassel, 13.-15. Sept. 2004

Schrifttum

- Abkürzungen:
- | | |
|-------|--|
| ACI | American Concrete Institute |
| AFGC | Association Française de Génie Civil |
| AFREM | Association Française de Recherches et d'Essais sur les Matériaux et les Constructions |
| BAEL | Béton armé - états limites |
| BPEL | Béton précontraint – états limites |
| BuStb | Beton- und Stahlbetonbau |
| CCTG | Cahier des Clauses Techniques Générales |
| CEB | Comité Euro-International du Béton (bis 1998) |
| DBV | Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e. V. |
| ENV | Europäische Vornorm |
| fib | Fédération Internationale du Béton (seit 1998; hervorgegangen aus CEB und FIP) |
| FIP | Fédération Internationale de la Précontrainte (bis 1998) |
| SETRA | Service d'études techniques des routes et autoroutes |
- AFGC, SETRA (2002): Bétons fibrés à ultra-hautes performances. Recommandations provisoires. Documents scientifiques et techniques. Januar 2002
- AFREM (1995): Les Bétons de Fibres Métalliques. Eléments de structure fonctionnant comme des poutres. Méthodes de dimensionnement. Essais de caractérisation, de convenance et de contrôle. Saint-Remy-les-Chevreuse, Décembre 1995
- Aitcin, P.C.; Richard, P. (1996): The pedestrian / bikeway bridge of Sherbrooke / La passerelle cyclo - pédestre de Sherbrooke, 1399-1406 in: 4th International Symposium on Utilization of High – Strength / High - Performance Concrete, Paris, Band 3, (1996)
- BAEL (1999): BAEL 91 révisé 99. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites. Fasc. 62 (Titre premier, section 1 du CCTG), avril 1999
- Behloul, M. (1996): Les micro-bétons renforcés de fibres. De l'éprouvette aux structures. XIVèmes Journées de l'AUGC, Clermont-Ferrand. Prix Jeunes Chercheurs «René Houpert», 1996
- Behloul, M.; Causse, G.; Etienne, D. (2002): Passerelle en Ductal[®] de Seoul. En: La Technique Française du Béton. Concrete Structures in the 21st Century; fib Osaka Congress, 2002
- Benner, M. (1999): Blähglas-Granulat Liaver. Bestimmung von Richtwerten der effektiven Wärmeleitfähigkeit. Institut für Thermodynamik und Wärmetechnik, Universität Stuttgart, August 1999
- Bernier, G.; Behloul, M. (1996): Effet de l'orientation des fibres sur le comportement mécanique des BPR. pp. 233-240. 2^e colloque international francophone sur les bétons renforcés de fibres métalliques. Toulouse. 4 et 5 juillet 1996
- Blais, P.Y.; Couture, M. (1999): Precast, Prestressed Pedestrian Bridge - World's First Reactive Powder Concrete Structure. PCI Journal, Vol.44, (1999), Sept / Oct, pp. 60-71
- Bonneau, O.; Lachemi, M.; Dallaire, E.; Dugat, J.; Aitcin, P.C. (1997): Mechanical properties and durability of two industrial Reactive Powder Concretes. ACI Materials Journal 94, (1997), No. 4, July-August, pp. 286-290
- Bonneau, O.; Poulin, C.; Dugat, J.; Richard, P.; Aitcin, P.C. (1996): Reactive Powder Concretes: From Theory to Practice. Concrete International, Vol.18, (1996), April, pp. 47-49
- Bouygues (1998): Les Bétons de Poudres Réactives, Firmenbroschüre, 1998
- Bouygues, Lafarge, Rhodia (2000): Ductal, more than a new material – it is a solution for the construction chain! Firmenbroschüre, 2000
- BPEL (1999): BPEL 91 révisé 99. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites. Fasc. 62 (Titre premier, section 2 du CCTG), avril 1999

- Chanvillard, G.; Rigaud, S. (2003): Complete characterization of tensile properties of Ductal[®] UHPFRC according to the French Recommendations. In: High Performance Fiber Reinforced Cement Composites (HPFRCC4). HPFRCC4 Workshop, Ann Arbor, USA, 2003
- Cheyrezy, M.; Roux, N.; Behloul, M.; Ressicaud, A.; Demonté, A. (1998): Bond strength of Reactive Powder Concrete. FIP Challenges for Concrete in the Next Millennium, Band 1,(1998), Amsterdam, 23.-29. May, pp. 65-68
- DAfStb-Heft 525 (2003): Erläuterungen zu DIN 1045-1. DAfStb. Beuth Verlag GmbH, Berlin 2003
- DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton (2004), 16. Entwurf; Ergänzungen zu DIN 1045, Teile 1 bis 4 (07/2001). Deutscher Ausschuss für Stahlbeton im DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, März 2004
- DBV (2000): DBV-Merkblatt Stahlfaserbeton. HABT / HATKF – Arbeitskreis „Stahlfaserbeton“; Stand: 11.09.2000
- DBV (2001): DBV-Merkblatt Stahlfaserbeton, Fassung Oktober 2001
- DIN 1045-1 bis 4 (2001): Deutsche Norm: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 1: Bemessung und Konstruktion.
Teil 2: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität – Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1
Teil 3: Bauausführung
Teil 4: Ergänzende Regeln für die Herstellung und die Konformität von Fertigteilen
Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN Deutsches Institut für Normung e.V. Beuth Verl. Berlin, Juli (2001)
- Edvardsen, C. (1996): Wasserdurchlässigkeit und Selbstheilung von Trennrissen in Beton. DAfStb, Heft 455, Berlin 1996
- ENV 1992-3 (2003): Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 3: Liquid retaining and containment structures / Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 3: Stütz- und Behälterbauwerke aus Beton. Juli 2003
- fib* Bulletin 12 (2001): Punching of structural concrete slabs - technical report by the CEB/*fib* Task Group "Utilisation of concrete tension in design". *fib*, Lausanne, April 2001
- FIP Recommendations (1999): Practical Design of Structural Concrete. FIP-Commission 3 "Practical Design", Sept. 1996. Publ.: SETO, London, Sept. 1999. (Distributed by: *fib*, Lausanne, email: fib@epfl.ch)
- Gérard, B. (1996): Contribution des Couplages Mécanique-Chimie-Transfert dans la tenue a long terme des Ouvrages de Stockage de déchets radioactifs. Laboratoire de Mécanique et Technologie, Université Paris, Dissertation 1996
- Glasser, F. P. (1998): The very long term performance of cement and concrete. International Workshop on Concrete Technology for a sustainable development in the 21. Century, Svolaer, Lofoten Island, Norwegen, 24. - 27. Juni 1998
- Hahne, E.; Fisch, M.N. (1992): Einsatz von solarunterstützten Nachwärmeversorgungssystemen mit saisonalem Wärmespeicher. Forschungsbericht zum BMFT-Vorhaben 0328867A, Inst. für Thermodynamik und Wärmetechnik (ITW), Univ. Stuttgart, Juni 1992
- Hahne, E.; Fisch, M.N. (1995): Solar Unterstützte Nahwärmeversorgung mit und ohne Langzeit-Wärmespeicherung. Forschungsbericht zum BMFT-Vorhaben 0328867C, Inst. für Thermodynamik und Wärmetechnik (ITW), Univ. Stuttgart, Juni 1995
- Hansen, K. K. (1986): Sorptionisotherms. A catalogue. The Technical University of Denmark, Dept. Civ. Eng., Building Material Lab., Techn. Report 162/86, December 1986
- Hanskat, C. S. (1995): Design of Membrane Floors. Lecture in: Technical Session "Updated provisions for the design of Concrete liquid containing structures (LCS)". ACI Spring Convention, Salt Lake City, Utah, March 5-10, 1995
- Klopper, H. (1994): Feuchte. S. 273 - 398, 3. Teil in: Lutz, P.; Jenisch, R.: Klopper, H.: Lehrbuch der Bauphysik. B.G. Teubner, Stuttgart, 1994

- König, G.; Tue N. V.; Zink, M. (2001): Hochleistungsbeton: Bemessung, Herstellung und Anwendung. Ernst & Sohn, Berlin 2001
- Künzel, H. M. (1994): Verfahren zur ein- und zweidimensionalen Berechnung des gekoppelten Wärme- und Feuchtetransports in Bauteilen mit einfachen Kennwerten. Institut für konstruktive Bauphysik der Universität Stuttgart, Diss. 1994
- Lafarge (2001): Ductal[®], mehr als ein neuer Baustoff – ein Durchbruch in der Werkstofftechnologie, Firmenbrochure, Lafarge Zement, 2001
- Lafarge (2002): Technisches Datenblatt von STALA[®] - Der pumpfähige Dämmstoff. Lafarge Beton. Stand: Januar 2002
- Lafarge / www.imageductal.com (2003): Produktinformation zu Ductal[®] durch Firma Lafarge. Download am 10.02.2003
- Lichtenfels (2000): Baukosten von Langzeit-Wärmespeichern. Kostenbasis für projektunabhängige Kalkulationen. Excel-Tabelle zur internen Verwendung für die Mitglieder des Arbeitskreises Langzeit-Wärmespeicher. Stand: 20.09.2000
- Lichtenfels (2001): Wärmespeicher aus Beton mit Edelstahlauskleidung. Beitrag zur Kostenübersicht verschiedener Langzeit-Wärmespeicher des Instituts für Thermodynamik und Wärmetechnik, Universität Stuttgart (noch nicht veröffentlicht)
- Loukili, A.; Roux, N.; Arlot, D.; Feylessoufi, A. (1996): Effects of a high reduction in the initial water content in cement based matrices / Phénomènes liés à une forte réduction de l'eau initiale dans une matrice cimentaire, pp. 1367-1373 in: 4th International Symposium on Utilization of High-Strength / High-Performance Concrete, Paris, Band 3, (1996)
- prEN 1992-1-1 (2003): Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau, Schlussentwurf, Dezember 2003
- Reineck, K.-H.; Greiner, S. et al. (2004): Bemessung und Konstruktion. Abschnitt 7 in: Sachstandsbericht „Ultrahochfester Beton“ des DAfStb-UA UHFB. Entwurf 20. Februar 2004
- Reineck, K.-H.; Lichtenfels, A. (1997): Entwurf und Bemessung von Heißwasser-Wärmespeichern aus Konstruktionsbeton. Forschungsbericht zum BMBF-Vorhaben 0329606 C. Institut für Konstruktion und Entwurf II, Univ. Stuttgart, April 1997
- Reineck, K.-H.; Lichtenfels, A. (1998): Erdbeckenspeicher aus Hochleistungsbeton. S. 115 - 123 in: BMBF-Statusbericht '98: Solarunterstützte Nahwärmeversorgung, Saisonale Wärmespeicherung. BMBF - Status-Seminar '98, 19.-20. Mai 1998, Neckarsulm. Hrsg. Steinbeis-Transferzentrum Energie-, Gebäude- und Solartechnik - Stuttgart (STZ-EGS)
- Reineck, K.-H.; Lichtenfels, A.; Greiner, S. (2000): Dichte Heißwasser-Wärmespeichern aus Hochleistungsbeton. Forschungsbericht zum BMBF-Vorhaben 0329606 J. Institut für Konstruktion und Entwurf II, Univ. Stuttgart, Juni 2000
- Richard, P.; Cheyrezy, M. (1994): Reactive Powder Concretes with high ductility and 200-800 MPa compressive strength. ACI SP 144-24, 507-518, 1994
- Richard, P.; Cheyrezy, M. (1995): Composition of Reactive Powder Concretes. Cement and Concrete Research, Vol.25, (1995), No.7, pp. 1501-1511
- Rinder, T. (2003): Hochfester Beton unter Dauerzuglast, DAfStb-Heft 544. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2003
- Schmidt, M. (2003): Ultra-Hochleistungsbeton – Ausgangsstoffe, Eigenschaften und Leistungsfähigkeit, S. 5-20 in: Ultra-Hochfester Beton. Planung und Bau der ersten Brücke mit UHPC in Europa. Tagungsbeiträge zu den 3. Kasseler Baustoff- und Massivbautagen. Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 2. September 2003
- Schneider, U.; Horvath, J. (2000): Reactive Powder Concrete (RPC) Entwicklung und Verhalten. Zement & Beton, (3/2000), S. 8-13
- Schneider, U.; Horvath, J.; König, G.; Dehn, F. (2001): Materialverhalten von ultrahochfesten Betonen (UHPC). BuStb 96, (2001), Heft 7, S. 468-477

- Suspa (2002): Brief von Dr. M. Scheibe von Suspa zum Thema: Vorspannung von Heißwasser-Wärmespeichern; hier: Temperaturbeständigkeit von Monolitzen für externe Vorspannung bei vorwiegend dauerhaft hohen Temperaturen $T > 95^{\circ}\text{C}$; Langenfeld, 21.10.2002
- Wittmann, F. H. (1993): Feuchtigkeitsgehalt und Feuchtigkeitstransport in zementgebundenen Werkstoffen. S. 9 - 22 in: Feuchttag. Hrsg.: H. Wiggenhausen u. a.. DGZfP - Berichtsband 40, Berlin 1993.

Anhang 3.1:

Versuchsergebnisse Ductal[®] (November 00 – Juni 01)

- Standardversuche zur Festigkeit (Druckfestigkeit, E-Modul, Spaltzugfestigkeit, Biegezugfestigkeit); Herstellung durch Bouygues A 3.1-1
- Druck- und Biegezugfestigkeit an selbst betonierten Prismen A 3.1-3
- Zentrische Zugfestigkeit an Flachproben (Herstellung Bouygues) A 3.1-4
- Biegezugfestigkeit an Prismen / Größeneinfluss (Herstellung Bouygues) A 3.1-9

Tabelle A 3.1.1a: Zusammenfassung der Ergebnisse der Festigkeitsuntersuchungen (Herstellung der Probekörper durch Bouygues)
 Table A 3.1.1a: Collection of the results of the strength tests (fabrication of the specimens by Bouygues)

	Form und Maße shape and size	Anzahl Amount	Herstelldatum date of fabrication	Einzelwerte single values						Mittelwert / average value [MPa]	Standardabweichung / standard deviation [MPa]	Variationskoeffizient / coefficient of variation [-]	
				[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]				
Druckfestigkeit compressive strength	Würfel / cube 100*100*100 mm	12	28.11.00 (E)	(x)	163,4	181,5	180,8	169,5	171,6	182,0	174,1	12,190	0,070
					167,5	179,4	143,7	188,4	176,3	185,3			
	Prisma / prism 100*100*200 mm	6	23.11.00 (D)		183,6	183,7	175,0	181,7	190,6	181,0	182,6	5,047	0,028
				(x)	160,3	162,6	181,4	169,2	174,9	174,2			
E-Modul elastic modulus	Zylinder / cylinder d=70mm; h=140mm	6	17.11.00 (B)		206,7	198,5	204,9	205,3	207,4	189,5	207,0	11,154	0,054
				(x)	220,9	201,2	226,7	223,8	205,9	212,8			
	Kleinprisma / prism 40*40*160 mm	24	17.11.00 (B)		205,9	224,1	220,1	204,9	188,9	217,1	207,0	11,154	0,054
				(x)	187,8	201,2	202,0	214,1	194,9	202,5			
zugehörige Prismendruckfestigkeit accompanying prism compr. strength	Kleinprisma / prism 40*40*160 mm	6	17.11.00 (B)		151,8	145,3	136,5	141,6	162,1	146,9	147,4	8,861	0,060
				(x)	57819	59692	57050	59343	59052	57368			
	Prisma / prism 100*100*200 mm	6	23.11.00 (D)		186,8	170,8	168,2	179,1	186,9	172,2	177,3	8,206	0,046
				(x)	25,8	25,7	30,5	24,9	23,7	26,2			
Spaltzugfestigkeit splitting tensile strength	Prisma / prism 100*100*200 mm	6	23.11.00 (D)		29,9	27,8	28,7	30,2	32,6	33,2	30,4	2,130	0,070
				(x)	29,9	27,8	28,7	30,2	32,6	33,2			
Biegezugfestigkeit / 3 - Punkt flexural tensile strength / 3 - point	Kleinprisma / prism 40*40*160 mm	6	17.11.00 (B)		29,9	27,8	28,7	30,2	32,6	33,2	30,4	2,130	0,070
				(x)	29,9	27,8	28,7	30,2	32,6	33,2			

B, D, E... Bezeichnung auf Probekörper / notation on specimen
 Alle Proben ohne Markierung wurden Anfang März 01 untersucht / all specimens without marking were tested in the beginning of March 01
 (x) Diese Proben wurden im April / Mai 01 getestet / these specimens were tested in April / May 01

Tabelle A 3.1.1b: Spaltzugversuch an Restkörpern von Prismen aus Biegezugversuch (s. Bild A 3.1.11 ff; Prüfdatum: Anfang Mai 2001)

Table A 3.1.1b: Splitting tensile test on rests of prisms from flexural tensile test (see fig. A 3.1.11 ff; date of test: beginning of May 2001)

	Form und Maße shape and size	Nr. / No.	Herstelldatum / date of fabrication	Einzelwerte / single values		Mittelwert / average value [MPa]	Standardabweichung / standard deviation [MPa]	Variationskoeffizient / coefficient of variation [-]
				[MPa]				
Spaltzugfestigkeit / splitting tensile strength	Prisma / prism 100*100*530mm	100-1	28.11.00 (E)	24,11	27,96	28,7	3,476	0,121
		100-4		31,78	30,97			
	Prisma / prism 150*150*750mm	150-4	10.11.00 (A)	15,25	20,64	18,9	3,576	0,189
		150-6	17.11.00 (B)	16,73	23,06			
	Prisma / prism 200*200*1000mm	200-4	05.12.00 (I)	14,5	15,1	14,5	0,858	0,059
		200-5		13,29	15,12			

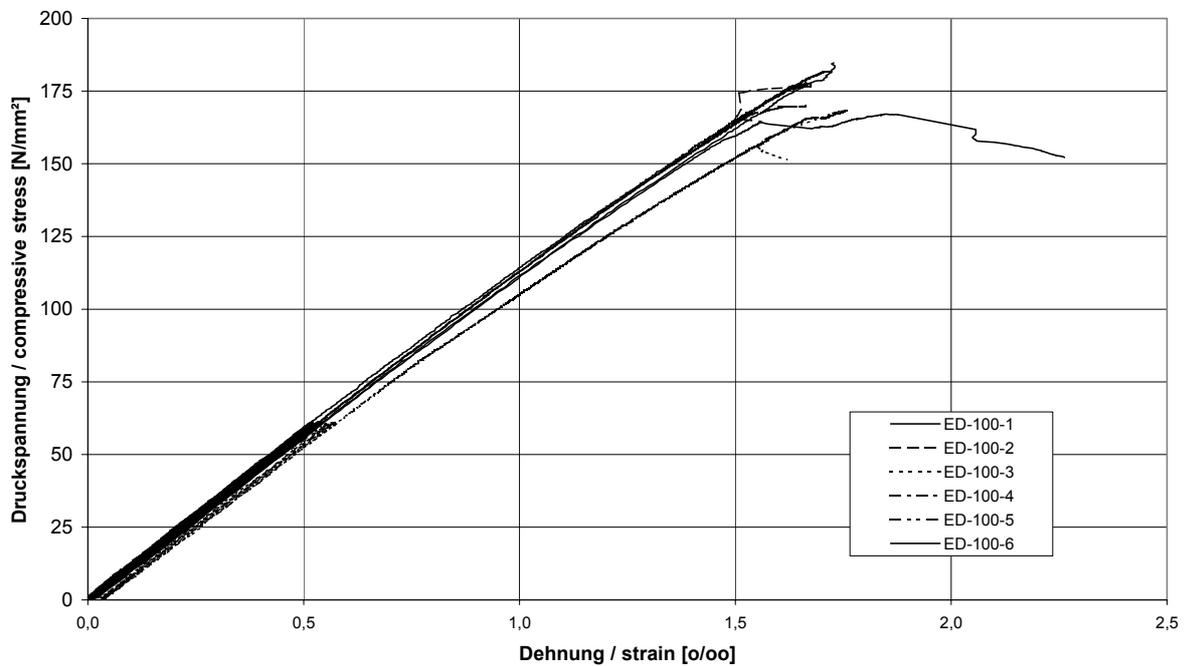


Bild A 3.1.1: Druckspannungs-Dehnungs-Beziehung für Prismen 100·100·200 mm (für E-Modul)

Fig. A 3.1.1: Relation between compressive stress and strain for prisms 100·100·200 mm (for elastic modulus)

Tabelle A 3.1.2a: Druck- und Biegezugfestigkeit von Prismen 40·40·160 mm (eigene Herstellung); Prüfalter: 28 Tage (Herstellung: 08.02.01; Test: 08.03.01)

Table A 3.1.2a: Compression and flexural tensile strength of prisms 40·40·160 mm (“self-made” concrete); testing age: 28 days (fabrication: 08.02.01; test: 08.03.01)

Art der Prüfung kind of test	Art der Lagerung kind of storage	Einzelwerte single values			Mittelwert average value	Standardabweichung / standard deviation [N/mm ²]	Variationskoeffizient / coefficient of variation [-]
		[N/mm ²]					
Druckfestigkeit compression strength	"normal", gerüttelt "normal", compacted	183,7	180,6	186,4	183,6	2,902	0,016
	"normal"	176,6	177,5	176,3	176,8	0,624	0,004
	90°C / Dampf 90°C / steam	257,8	243,4	256,6	252,6	7,990	0,032
	"normal", +20% H ₂ O	189,6	164,9	176,0	176,8	12,371	0,070
Biegezugfestigkeit flexural tensile strength	"normal", gerüttelt "normal", compacted	34,1	34,2	33,3	33,9	0,493	0,015
	"normal"	31,9	31,3	30,9	31,4	0,503	0,016
	90°C / Dampf 90°C / steam	36,4	33,8	34,6	34,9	1,332	0,038
	"normal", +20% H ₂ O	24,5	23,9	26,6	25,0	1,418	0,057

Tabelle A 3.1.2b: Druck- und Biegezugfestigkeit von Prismen (eigene Herstellung 04 – 06.2001)

Table A 3.1.2b: Compression and flexural strength of prisms (“self-made concrete” 04 – 06.2001)

Art der Prüfung / kind of test	Prüfkörpergröße / size of specimen	Prüfdatum / date of test	Prüfalter / testing age	Einzelwerte / single values			Mittelwert / average values	Standardabweichung / standard deviation [N/mm ²]	Variationskoeffizient / coefficient of variation [-]
				[N/mm ²]					
Druckfestigkeit / compression strength	100x100x 100	17.05.2001	29 Tage	147,80	148,10	135,40	143,77	7,247	0,050
		05.06.2001	28 Tage	154,80	156,60	153,50	154,97	1,557	0,010
Biegezugfestigkeit / flexural tensile strength	40x40x 160	17.05.2001	29 Tage	29,07	22,40	30,45	27,31	4,305	0,158
		05.06.2001	28 Tage	21,13	19,10	21,69	20,64	1,363	0,066
	100x100x 530	17.05.2001	29 Tage	24,90	28,10		26,50	2,263	0,085
		05.06.2001	28 Tage	24,98	24,47	22,70	24,05	1,197	0,050

Tabelle A 3.1.3: Zugfestigkeit von Ductal / Versuche an Flachproben (vgl. Bilder A 3.1.2-9)
Table A 3.1.3: Tensile strength of Ductal / tests on bone – shaped membrane specimens
(see Fig. A 3.1.2 to A 3.1.9)

a) Multi-cracking; keine ausgeprägte Schwachstellen in Faserverteilung / no special weak point in distribution of fibres

Probekörper/ specimen	Herstelldatum/ date of fabrication	Prüfdatum / date of test	Tage / days	Zugfestigkeit bei Erstriss / tensile strength at first crack [N/mm ²]	Maximale Zugfestig- keit / maximum of tensile strength [N/mm ²]
FP-01	28.11.00 (E)	07.03.01	99	11,60	13,49
FP-02	28.11.00 (E)	19.03.01	111	9,96	12,75
FP-03	28.11.00 (E)	20.03.01	112	10,59	11,28
FP-04	17.11.00 (B)	20.03.01	123	9,07	9,07
FP-05	17.11.00 (B)	20.03.01	123	10,53	10,53
FP-06	17.11.00 (B)	19.03.01	122	11,46	11,95
FP-07	30.11.00 (F)	26.04.01	147	11,75	12,01
FP-08	30.11.00 (F)	26.04.01	147	11,40	11,40
Mittelwert / mean f_{ctm}			123	10,80	11,56
Standardabweichung / stan- dard deviation				0,938	1,355
Variationskoeffizient / coefficient of variation				0,087	0,117
$f_{ctk,0,05}$				9,26	9,34
$f_{ctk,0,95}$				12,33	13,78

b) Kein / no multi-cracking; Fasern parallel zum Riss / fibres parallel to crack

Probekörper/ specimen	Herstelldatum/ date of fabrication	Prüfdatum / date of test	Tage / days	Zugfestigkeit bei Erstriss / tensile strength at first crack [N/mm ²]	Maximale Zugfestig- keit / maximum of tensile strength [N/mm ²]
FP-09	30.11.00 (F)	26.04.01	147	7,37	7,37
FP-10	04.12.00 (G)	26.04.01	143	5,60	6,08
FP-11	04.12.00 (G)	26.04.01	143	6,08	7,85
FP-12	04.12.00 (G)	26.04.01	143	6,09	6,58
Mittelwert / mean f_{ctm}			144	6,29	6,97

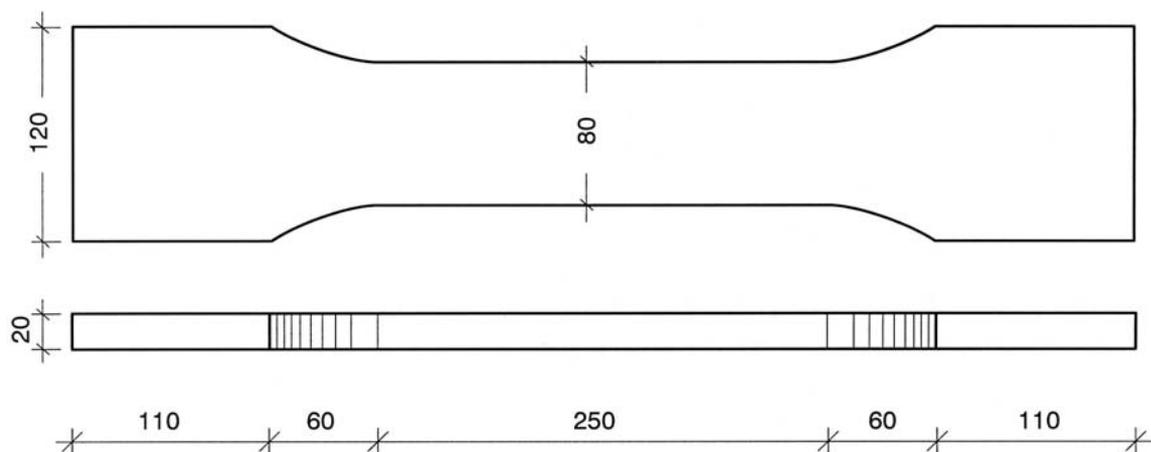


Bild A 3.1.2: Versuchskörper mit Abmessungen / Flachprobe für den Zugversuch

Fig. A 3.1.2: Specimen with dimensions / bone-shaped membrane specimen for axial tensile test

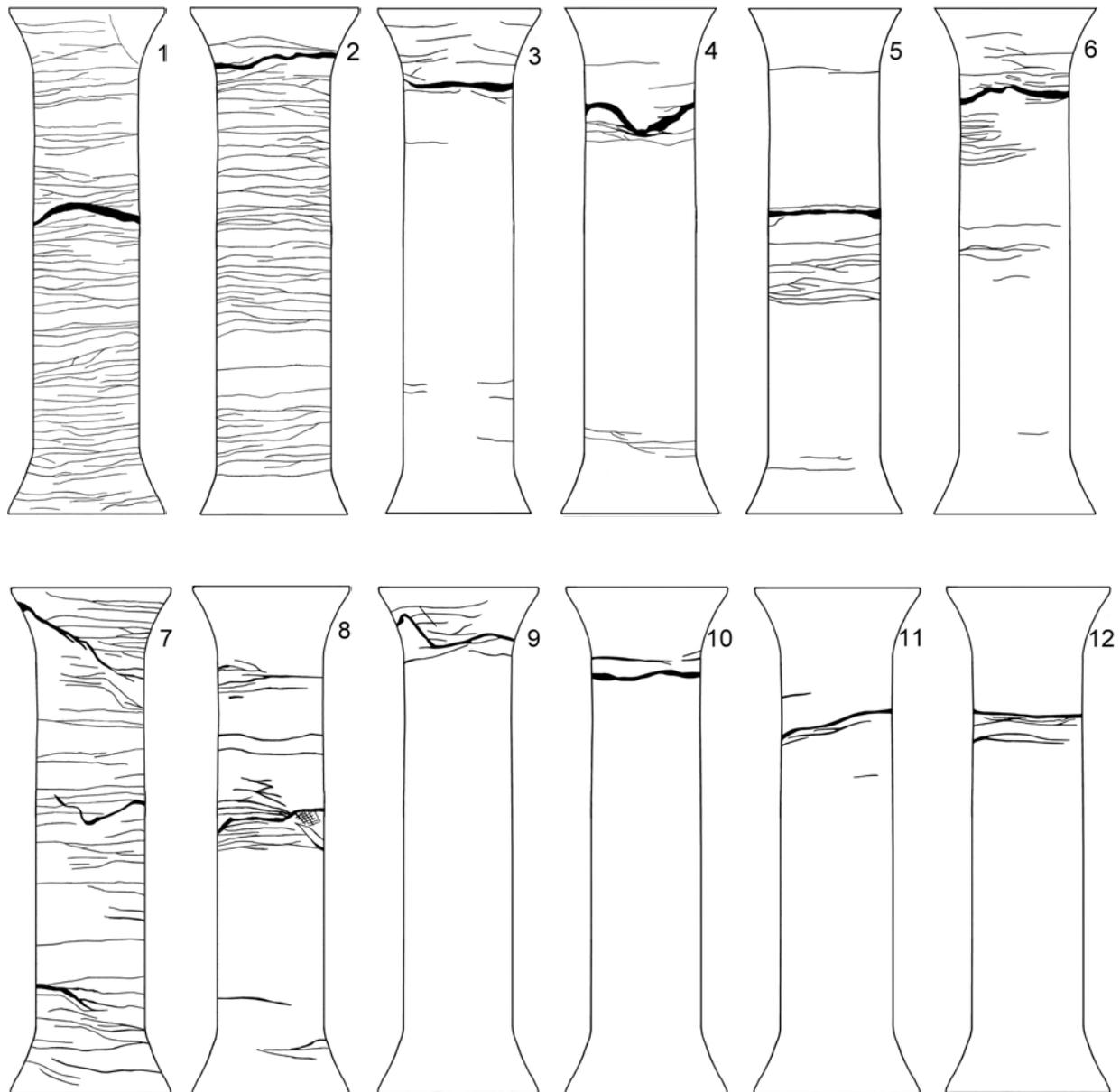


Bild A 3.1.3: Rissbilder der Flachproben 1 ÷ 12

Fig. A 3.1.3: Crack pattern of the bone-shaped membrane specimens 1 ÷ 12

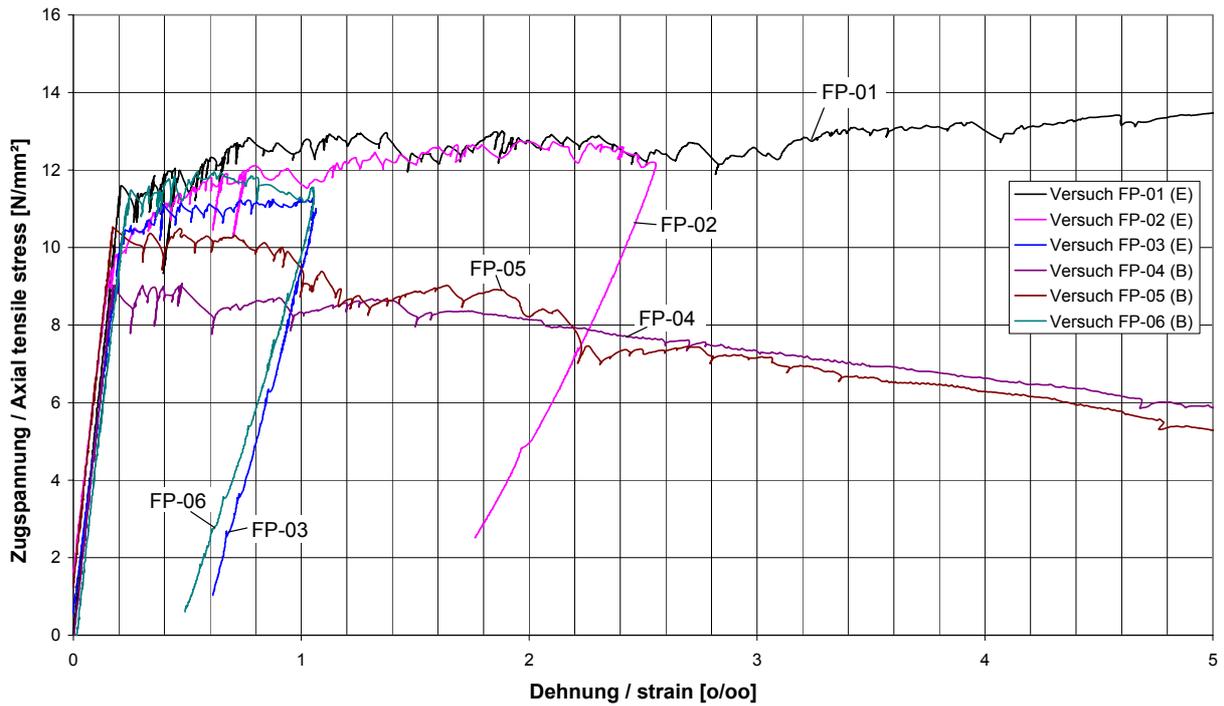


Bild A 3.1.4: Zugspannungs-Dehnungs-Beziehung für die Flachproben 1 ÷ 6
Fig. A 3.1.4: Relation between axial tensile stress and strain for the bone-shaped membrane specimens 1 ÷ 6

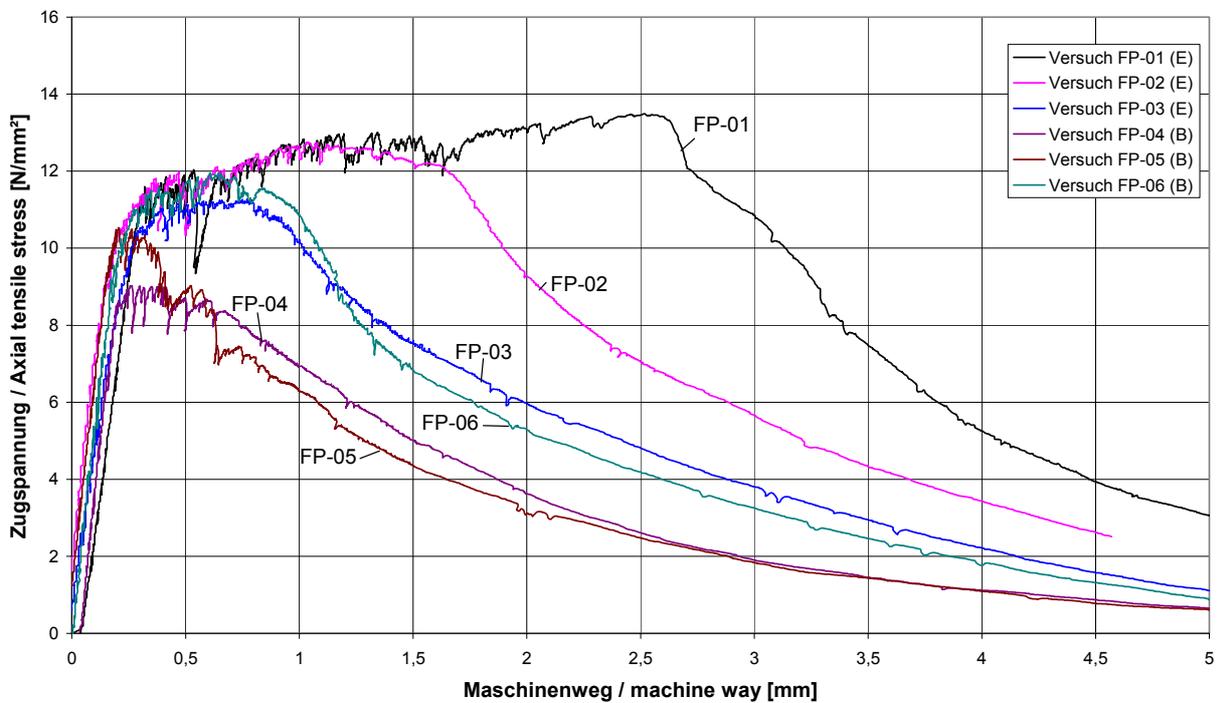


Bild A 3.1.5: Zugspannungs-Maschinenkolbenwegs-Beziehung für die Flachproben 1 ÷ 6
Fig. A 3.1.5: Relation between axial tensile stress and machine way for the bone-shaped membrane specimens 1 ÷ 6

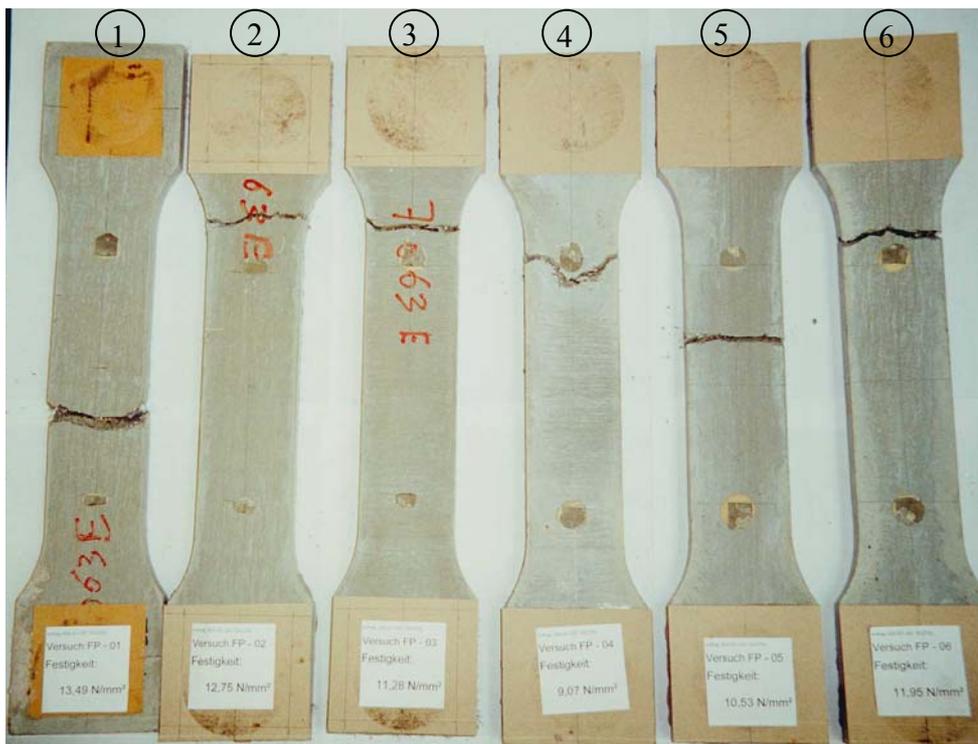


Bild A 3.1.6: Versuchskörper 1 ÷ 6 nach dem Bruch (Seite A)

Fig. A 3.1.6: Specimens 1 ÷ 6 after rupture (side A)



Bild A 3.1.7: Versuchskörper 1 ÷ 6 nach dem Bruch (Seite B)

Fig. A 3.1.7: Specimens 1 ÷ 6 after rupture (side B)

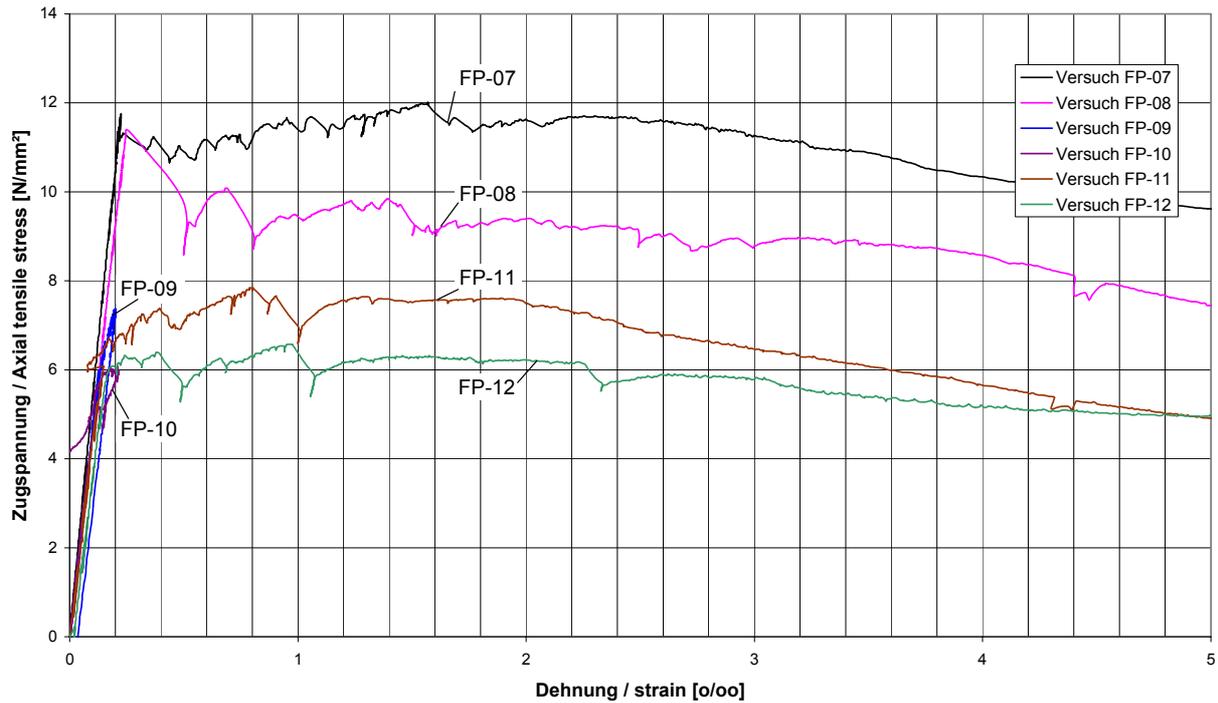


Bild A 3.1.8: Zugspannungs-Dehnungs-Beziehung für die Flachproben 7 ÷ 12
Fig. A 3.1.8: Relation between axial tensile stress and strain for the bone-shaped membrane specimens 7 ÷ 12

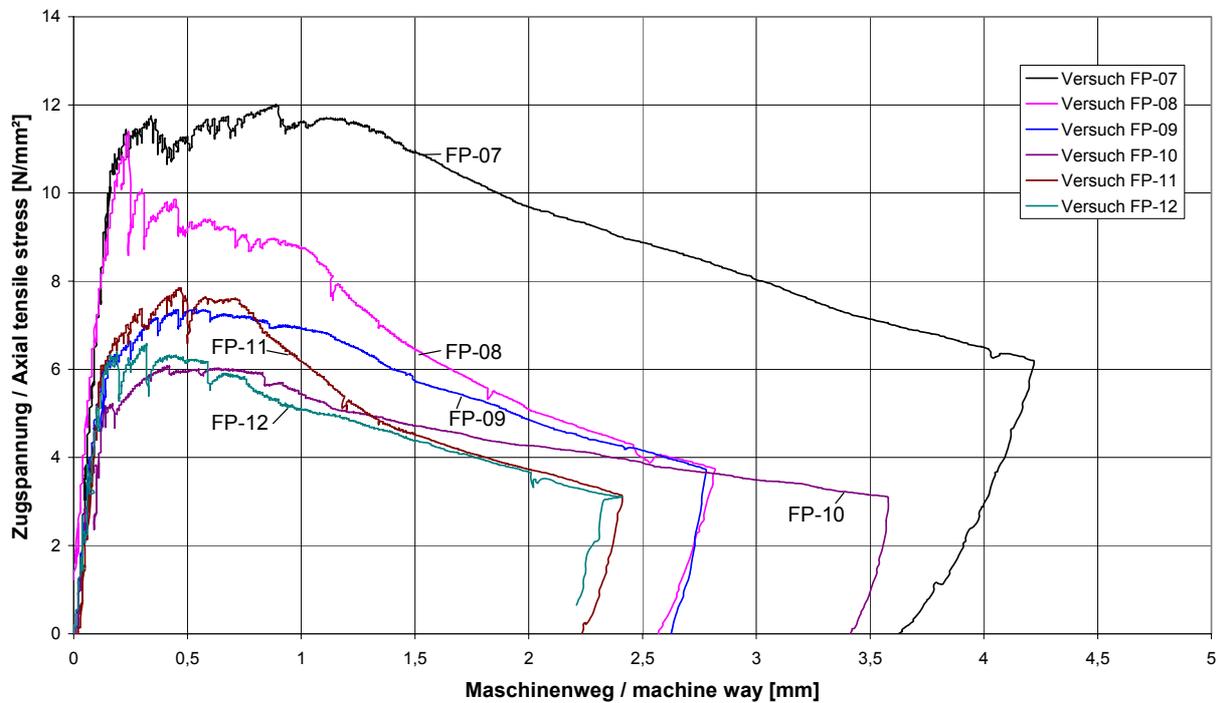


Bild A 3.1.9: Zugspannungs-Maschinenkolbenwegs-Beziehung für die Flachproben 7 ÷ 12
Fig. A 3.1.9: Relation between axial tensile stress and machine way for the bone-shaped membrane specimens 7 ÷ 12

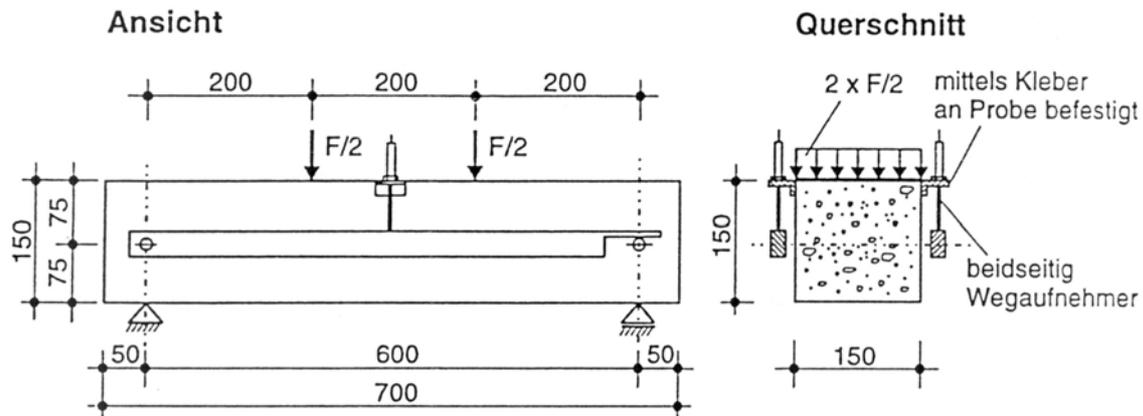


Bild A 3.1.10: Versuchsreihe zur Bestimmung der Biegezugfestigkeit der großen Prismen für 150·150·750 mm gemäß und für 100·100·530 mm und 200·200·1000 mm in Anlehnung an:

Merkblatt Stahlfaserbeton; Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V.; HABT / HATKF – Arbeitskreis „Stahlfaserbeton“ (Stand: 11.09.2000)

Fig. A 3.1.10: Test series for determination of the flexural tensile strength of the large prisms for 150·150·750 mm according to and 100·100·530 mm and 200·200·1000 mm similar to:

Merkblatt Stahlfaserbeton; Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V.; HABT / HATKF – Arbeitskreis „Stahlfaserbeton“ (Stand: 11.09.2000)

Tabelle A 3.1.4: Abmessungen für die Biegezugversuche

Table A 3.1.4: Dimensions for the flexural tensile tests

Prismengröße / size of prism [mm]	200·200·1000	150·150·750	100·100·530
Spannweite L / span L [mm]	800	600	400
Lastabstand 1/3 L / load distance 1/3 L [mm]	267	200	133
Wegrampe / piston speed [mm/min]	0,27	0,20	0,13
Durchbiegung v_1 / deflection v_1 [mm]	0,70	0,30	0,09
Durchbiegung v_2 / deflection v_2 [mm]	1,50	0,65	0,20
Durchbiegung v_3 / deflection v_3 [mm]	7,50	3,15	0,90

Die Werte für die Durchbiegung des Prismas 150·150·750 mm in der Tabelle sind die Werte, wie sie gemäß „Merkblatt Stahlfaserbeton“ (Bild 12.3) gemessen werden müssen. Die Werte für die anderen Prismen wurden entsprechend geschätzt.

The deflection values for the prism 150·150·750 mm in the table are the values, which should be measured according to the “Merkblatt Stahlfaserbeton” (Fig. 12.3). The values for the other prisms were estimated accordingly.

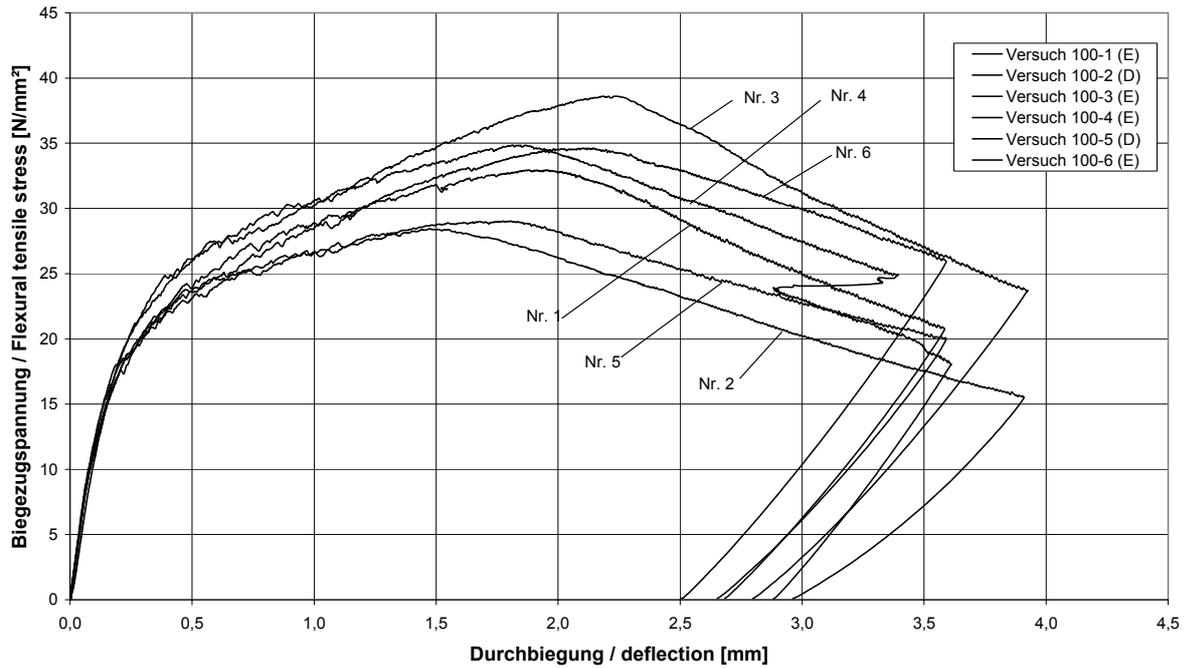


Bild A 3.1.11: Biegespannungs-Durchbiegungs-Beziehung für die Prismen 100·100·530 mm
Fig. A 3.1.11: Relation betw. flexural tensile stress and deflection for prisms 100·100·530 mm

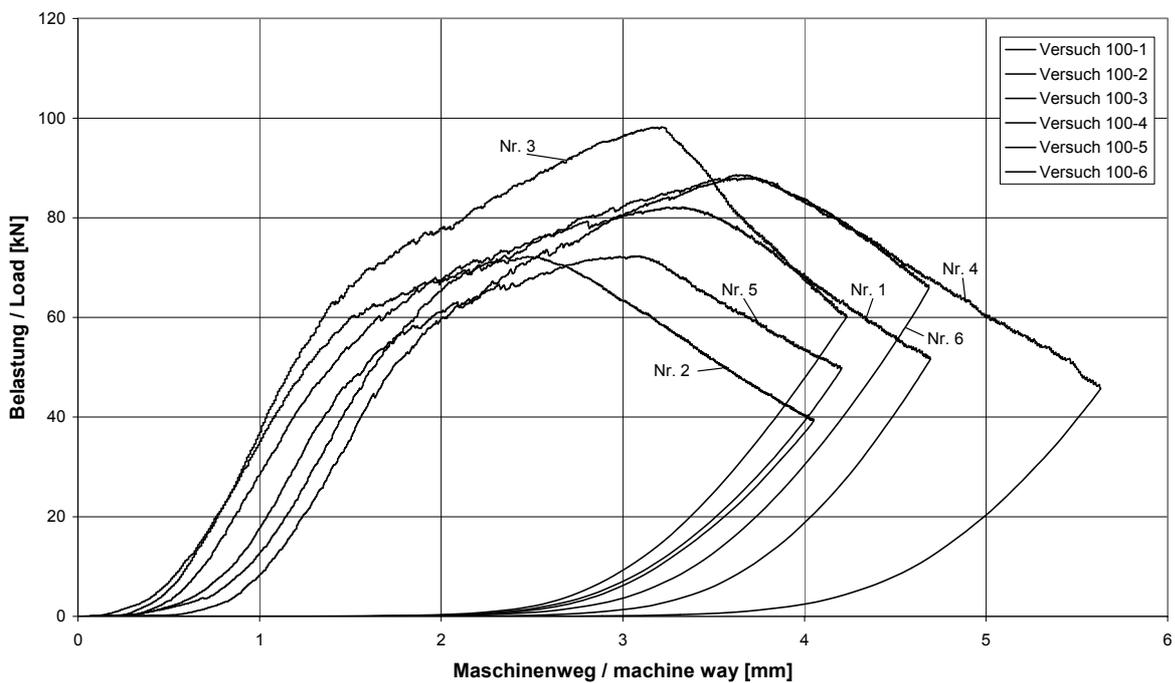


Bild A3.1.12: Belastungs-Maschinenkolbenwegs-Beziehung für die Prismen 100·100·530 mm
Fig. A 3.1.12: Relation between load and machine way for prisms 100·100·530 mm

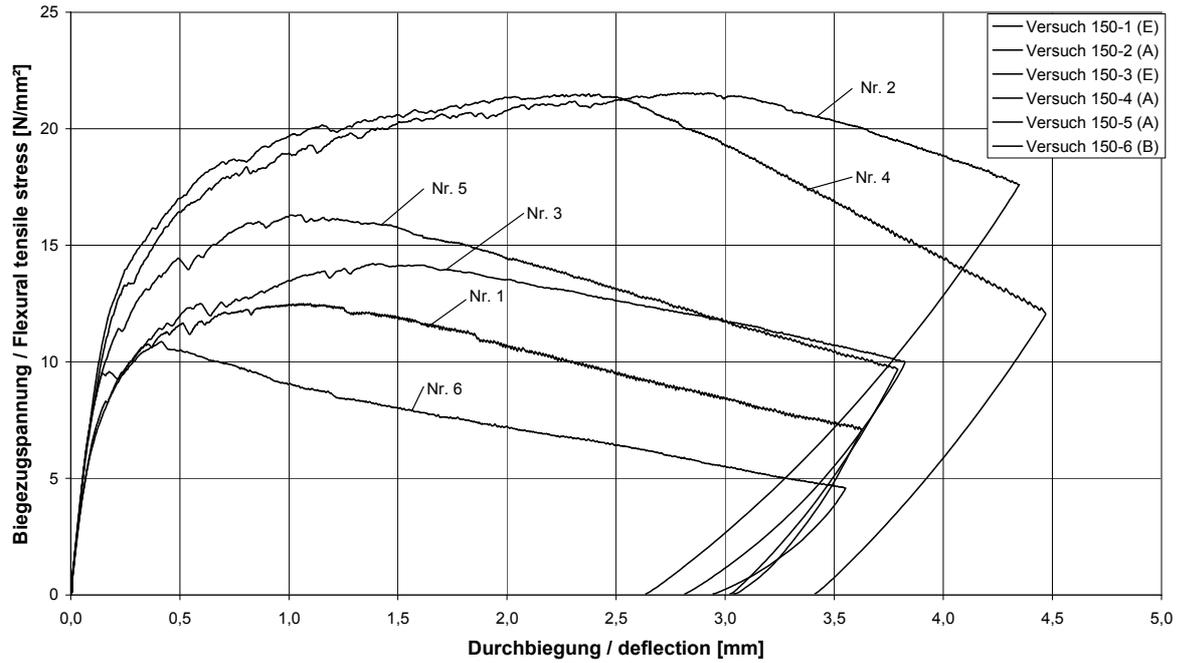


Bild A 3.1.13: Biegespannungs-Durchbiegungs-Beziehung für die Prismen 150·150·750 mm

Fig. A 3.1.13: Relation betw. flexural tensile stress and deflection for prisms 150·150·750 mm

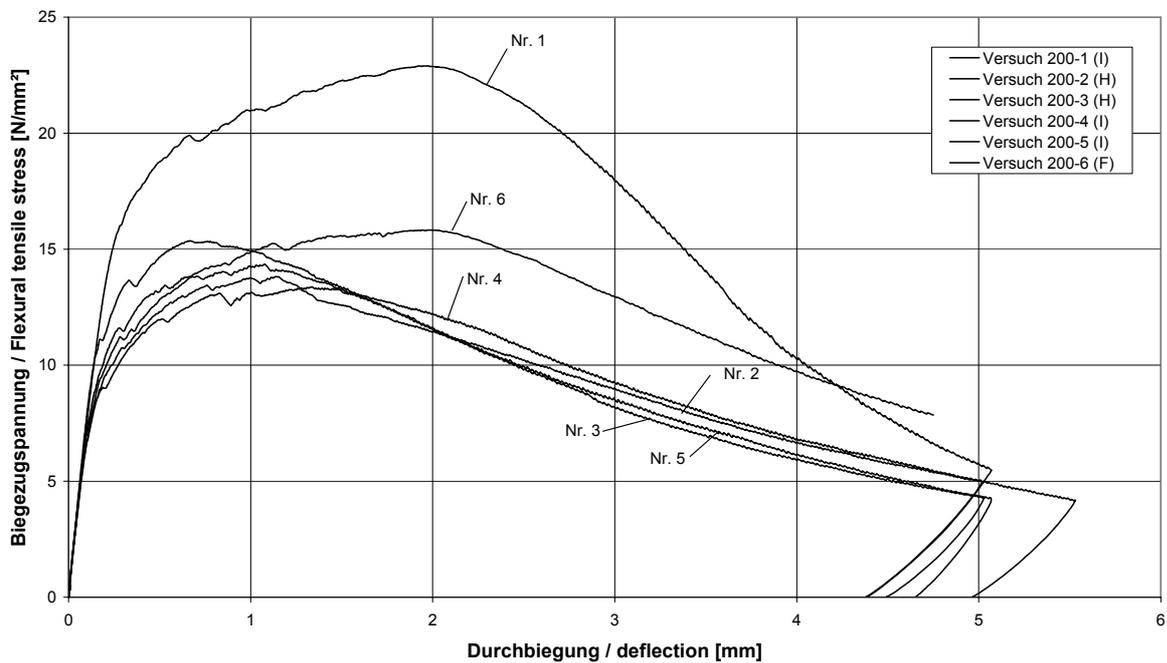


Bild A 3.1.14: Biegespannungs-Durchbiegungs-Beziehung für die Prismen 200·200·1000 mm

Fig. A 3.1.14: Relation: flexural tensile stress and deflection for prisms 200·200·1000 mm

Tabelle A 3.1.5: Ergebnisse der verformungsgesteuerten Biegezugversuche (Herstellung: Nov./ Dez. 00 durch Bouygues; Test: März 01)

Table A 3.1.5: Results of the flexural tensile tests (fabrication: Nov./Dec. 00 by Bouygues; test: March 01)

Maße des Prismas size of prisms [mm]	maximale Biegezugspannung maximum flexural tensile stress $\sigma = M / W_{elast.} [N/mm^2]$					Variationskoeff. coefficient of variation [-]	zugehörige Durchbiegung accompanying deflection [mm]			
	Einzelwerte single values			Mittelwert average value	Standardabweichung / standard deviation		Einzelwerte single values		Mittelwert average value	
100*100*530	32,96	28,43	38,61	33,09	3,85	0,12	2,684	2,962	2,798	2,798
	34,86	29,04	34,63				3,185	2,653	2,506	
150*150*750	12,50	21,54	14,21	16,15	4,53	0,28	3,038	2,636	2,815	2,978
	21,49	16,31	10,87				3,412	3,023	2,946	
200*200*1000	22,90	13,82	14,36	15,94	3,53	0,22	1,973	1,138	1,077	1,356
	13,38	15,36	15,82				1,337	0,667	1,946	

Biegezugversuche / flexural tensile tests

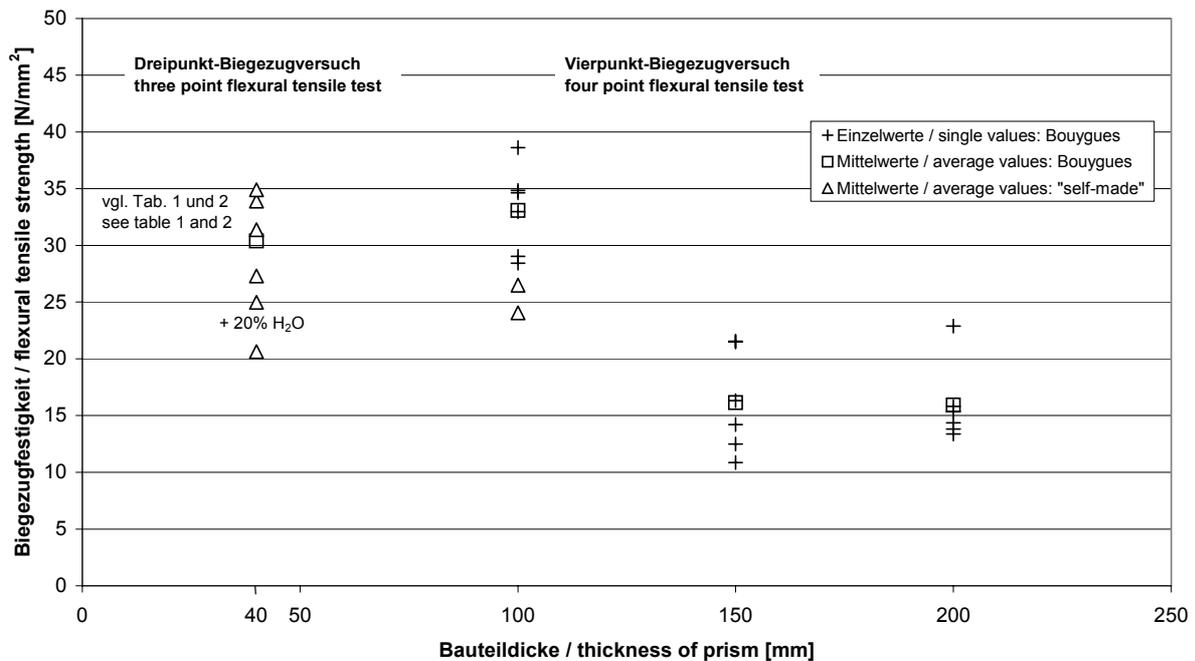
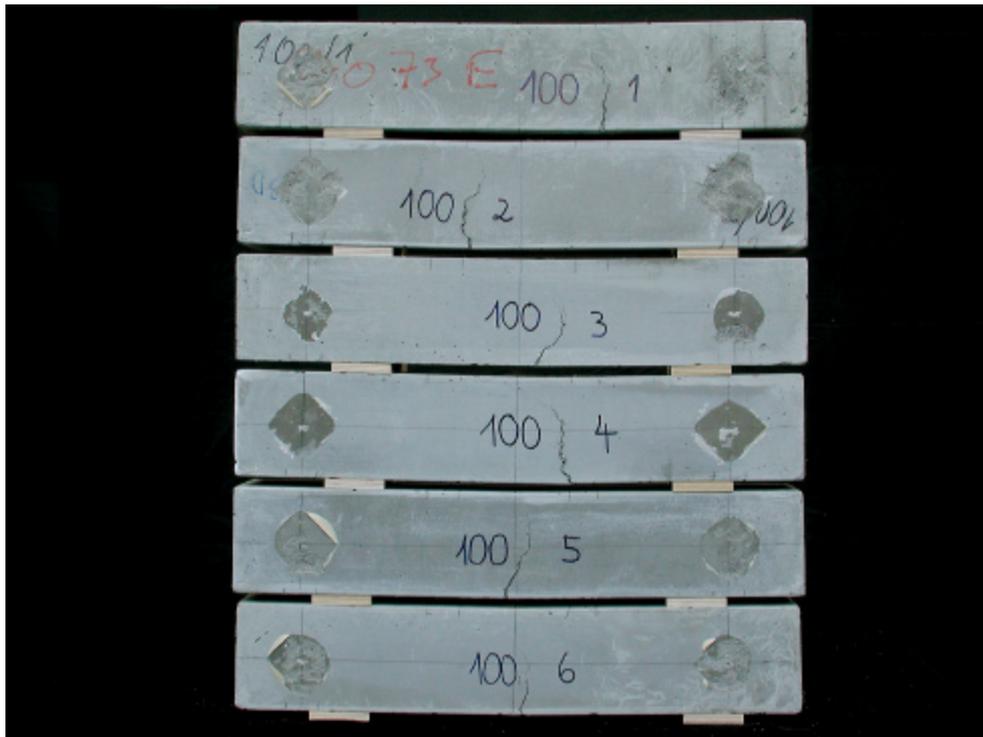


Bild A 3.1.15: Zusammenstellung der Ergebnisse (Maximalwerte) aller Biegezugversuche
Fig. A 3.1.15: Comparison of all results (maximum values) of the flexural tensile tests



a) Ansicht / side view



b) Untersicht / bottom view

Bild A 3.1.16: Prismen 100·100·530 mm nach dem Biegezugversuch

Fig. A 3.1.16: Prisms 100·100·530 mm after flexural tensile test

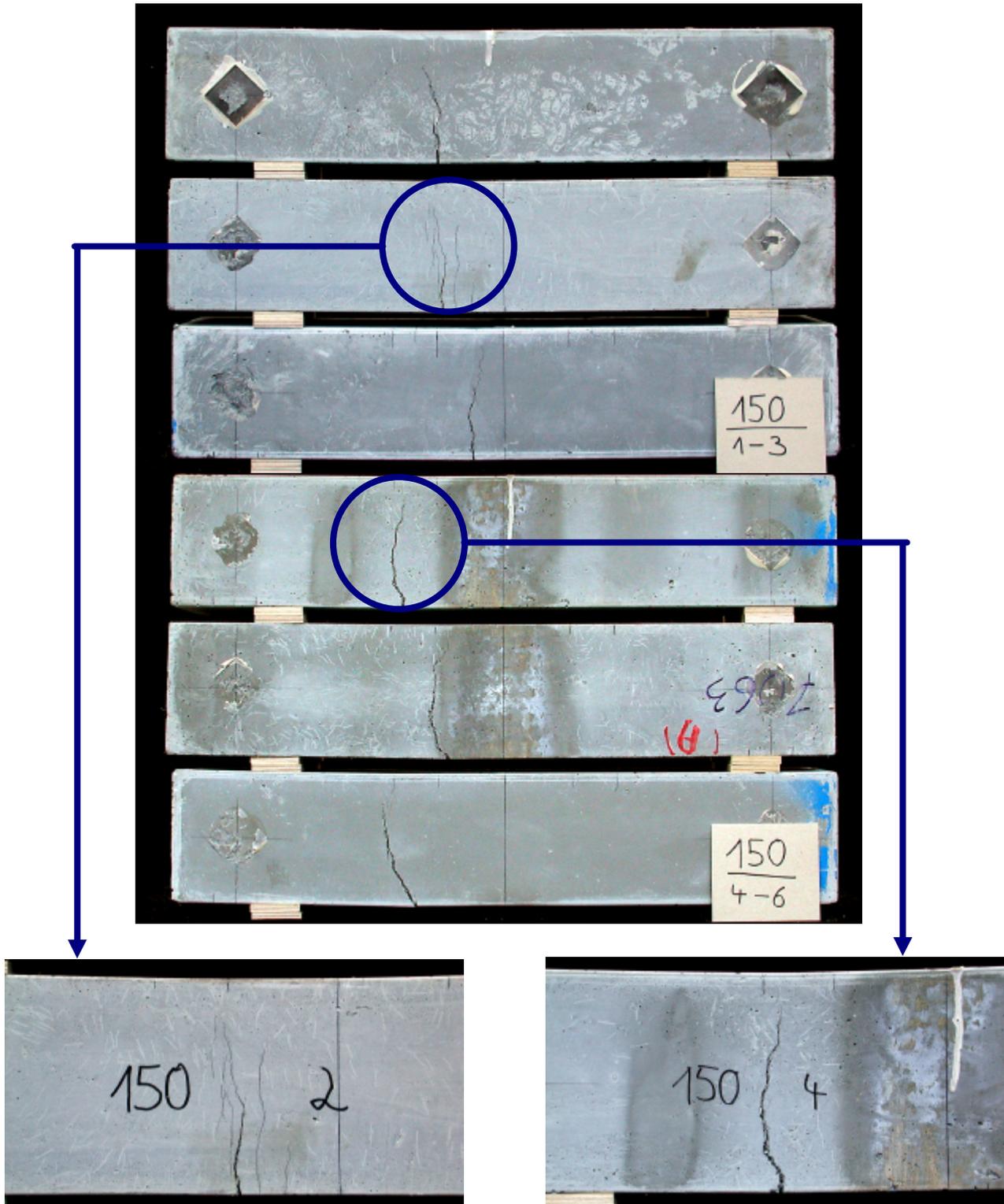


Bild A 3.1.17: Prismen 150·150·750 mm nach dem Biegezugversuch
Fig. A 3.1.17: Prisms 150·150·750 mm after flexural tensile test

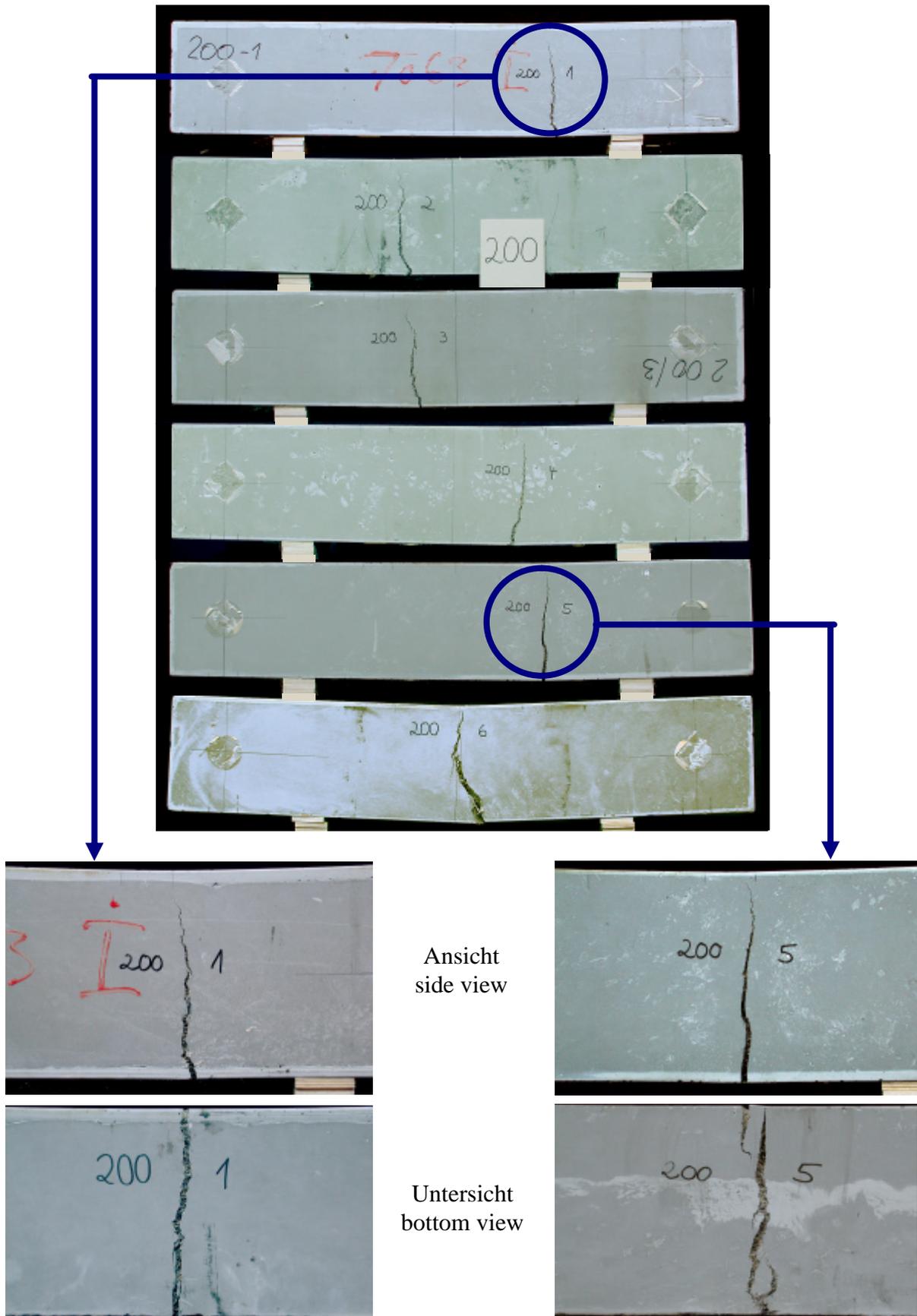


Bild A 3.1.18: Prismen 200·200·1000 mm nach dem Biegezugversuch
Fig. A 3.1.18: Prisms 200·200·1000 mm after flexural tensile test

Draufsicht (nach dem Entfernen der Messeinrichtung \Rightarrow „Betonabplatzungen“)
top view (after removal of the measuring device \Rightarrow “spalled concrete”)

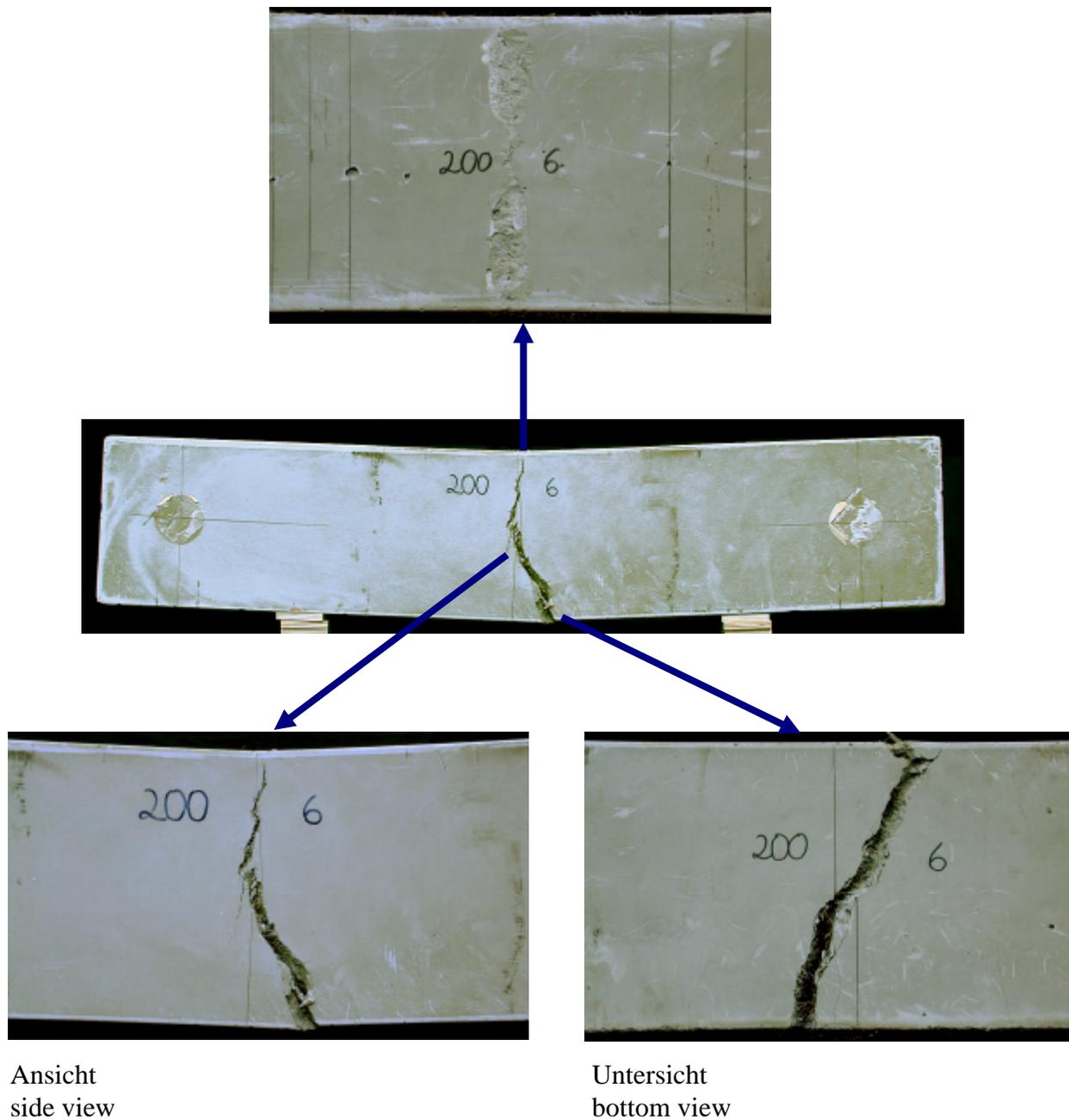
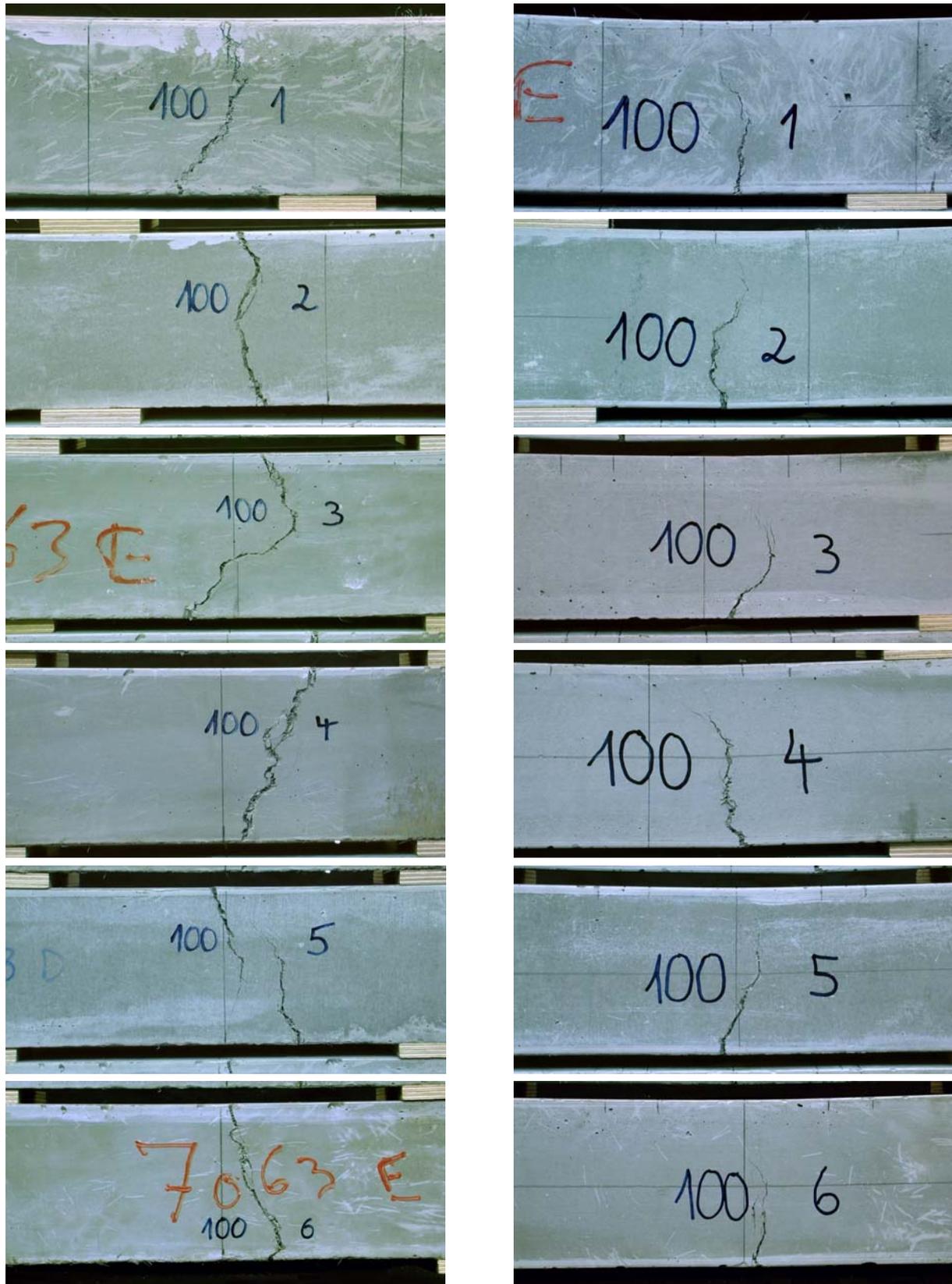


Bild A 3.1.19: Prisma Nr. 6 (200·200·1000 mm) nach dem Biegezugversuch (große Deformation; duktiles Tragverhalten)

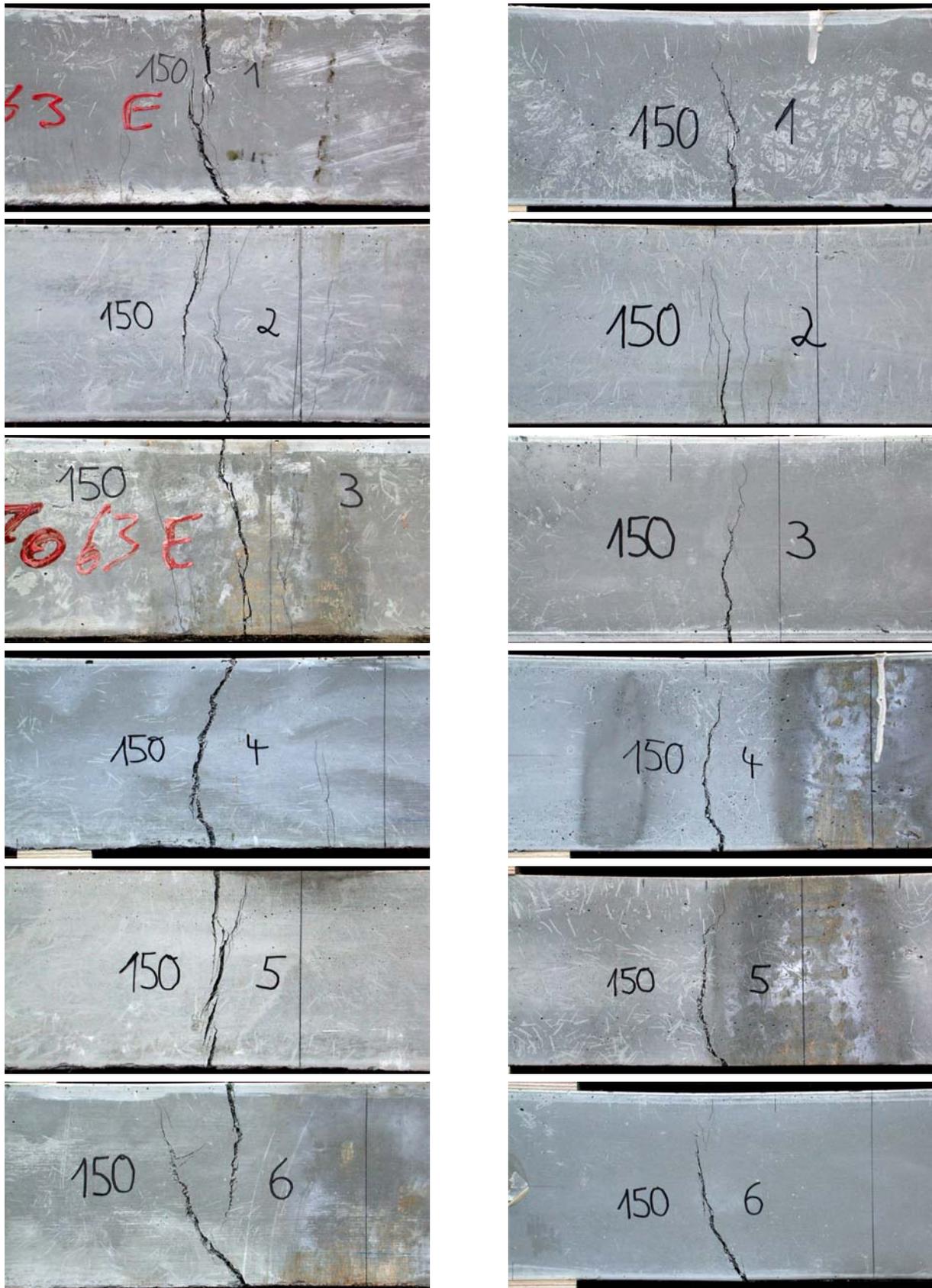
Fig. A 3.1.19: Prism No. 6 (200·200·1000 mm) after the flexural tensile test (big deformation; ductile behaviour)



Untersicht / bottom view

Ansicht / side view

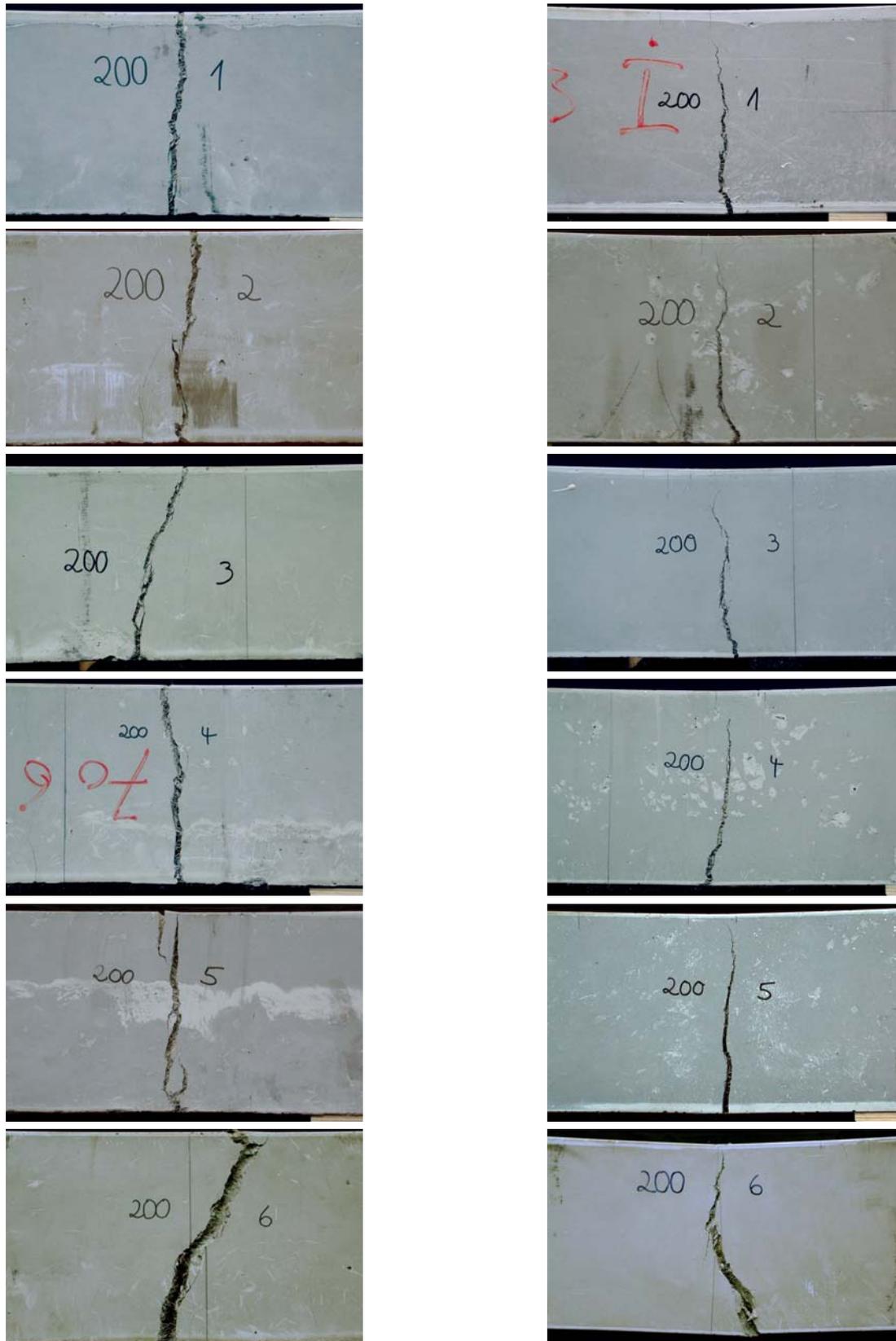
Bild A 3.1.20: Haupttrisse in den Prismen 100 · 100 · 530 mm nach dem Biegezugversuch
 Fig. A 3.1.20: Main cracks in the prisms 100 · 100 · 530 mm after flexural tensile test



Untersicht / bottom view

Ansicht / side view

Bild A 3.1.21: Hauptrisse in den Prismen 150 · 150 · 750 mm nach dem Biegezugversuch
Fig. A 3.1.21: Main cracks in the prisms 150 · 150 · 750 mm after flexural tensile test



Untersicht / bottom view

Ansicht / side view

Bild A 3.1.22: Haupttrisse in den Prismen 200 · 200 · 1000 mm nach dem Biegezugversuch
 Fig. A 3.1.22: Main cracks in the prisms 200 · 200 · 1000 mm after flexural tensile test

Anhang 3.2:

Versuchsergebnisse Ductal[®] (Okt. 01 – Feb. 02; Premix)

- Druckfestigkeit A 3.2-1
- E – Modul A 3.2-2
- Biegezugversuche A 3.2-3
- Spaltzugversuche A 3.2-11
- Verbundversuche A 3.2-12
- Zentrische Zugversuche A 3.2-14
- Zentrische Zugversuche mit Fugen A 3.2-17

Druckfestigkeit / compressive strength: (Mittelwert + Streuung / mean + variation)

Würfel / cube 100 mm: 167,1 N / mm² (147,1 – 177,0 N / mm²)

Prisma / prism 100 · 100 · 200 mm: 159,9 N / mm² (144,9 – 170,7 N / mm²)

Zylinder / cylinder Ø 100 mm; h = 140 mm: 171,5 N / mm² (160,3 – 185,1 N / mm²)

Tabelle A 3.2.1: Festigkeitswerte aus den Druckversuchen

Table A 3.2.1: Strength values from compressive strength tests

Maße der Versuchskörper size of specimens	Herstell- datum date of fabrication	Prüfdatum date of test	Druckfestigkeit compressive strength							
			Alter / age	Einzelwerte single values			Mittelwert average value	Gesamtmittelwert total average value	Standardabweichung / standard deviation	Variationskoeff. coefficient of variation
[mm]	[-]	[-]	[d]	[N/mm ²]			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]
Würfel / cube 100	13.11.01/ 14.01.02	12.12.01/ 12.02.02	29	168,10	172,67	154,06	160,06	167,12	8,53	0,05
				147,13	150,87	167,52				
	05.11.01 / 15.10.01	12.12.01 / 22.11.01	37 / 38	169,70	170,00	176,14	169,96			
				173,50	166,40	165,80				
	23.10.01 / 08.10.01	05.12.01 / 21.11.01	43 / 44	168,20			171,61			
				176,96	174,20	164,27				
05.11.01 / 15.10.01	12.12.01 / 22.11.01	37 / 38	153,24	168,02	159,00	157,14				
			153,96	163,76	144,85					
23.10.01 / 08.10.01	05.12.01 / 21.11.01	43 / 44	158,75	170,72	161,37	162,66				
			166,57	158,63	159,90					
Zylinder / cylinder Ø100, h = 140	05.11.01 / 15.10.01	12.12.01 / 22.11.01	37 / 38	169,27	169,40	173,56	171,33	171,49	6,41	0,04
				178,37	168,10	169,27				
	23.10.01 / 08.10.01	05.12.01 / 21.11.01	43 / 44	160,31	168,49	169,40	171,65			
				185,12	168,58	177,98				

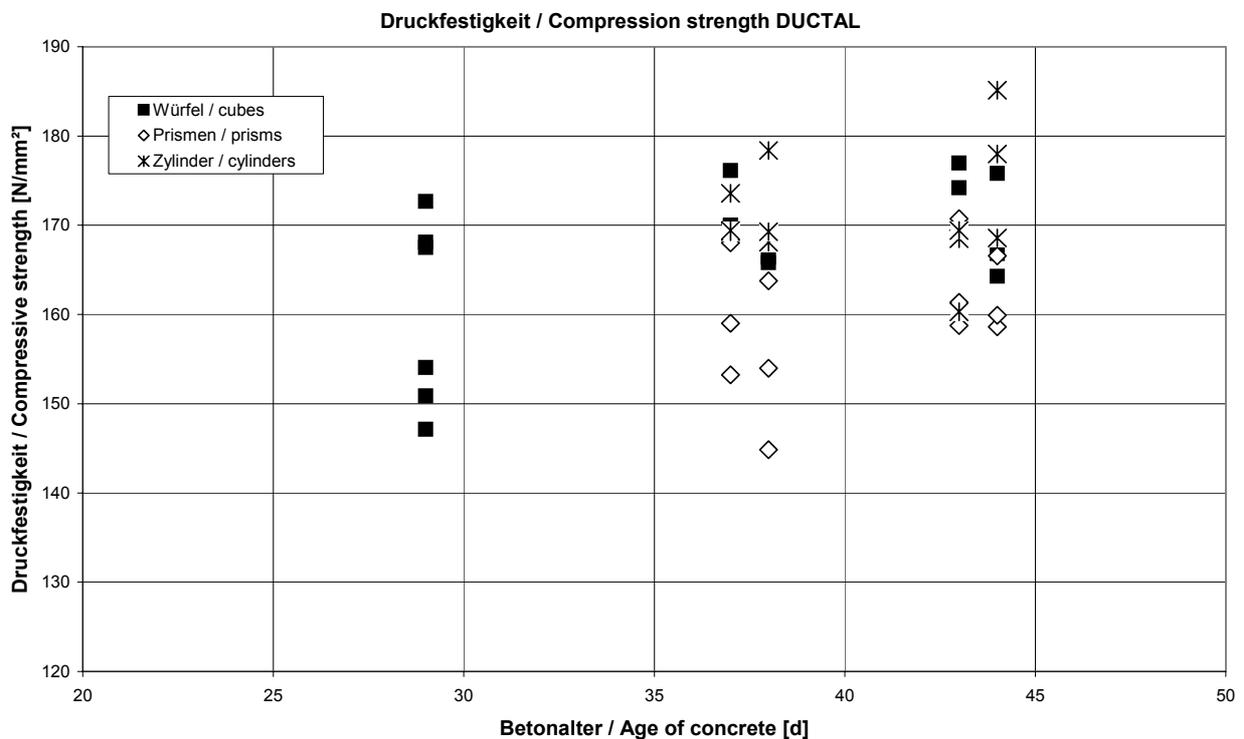


Bild A 3.2.1: Druckfestigkeit in Abhängigkeit von Betonalter und Prüfkörperart

Fig. A 3.2.1: Compressive strength dependent on age of concrete and kind of specimen

E-Modul / elastic modulus: (Mittelwert + Streuung / mean + variation)

Prisma / prism 100 · 100 · 200 mm 54347 N / mm² (51927 – 56550 N / mm²)
Standardabweichung / standard deviation: 2913 N / mm²
Variationskoeffizient / coefficient of variation: 0,04
Betonalter / Age of concrete: 44 d
(Herstellung / Fabrication: 08.10.01; Test: 21.11.01)

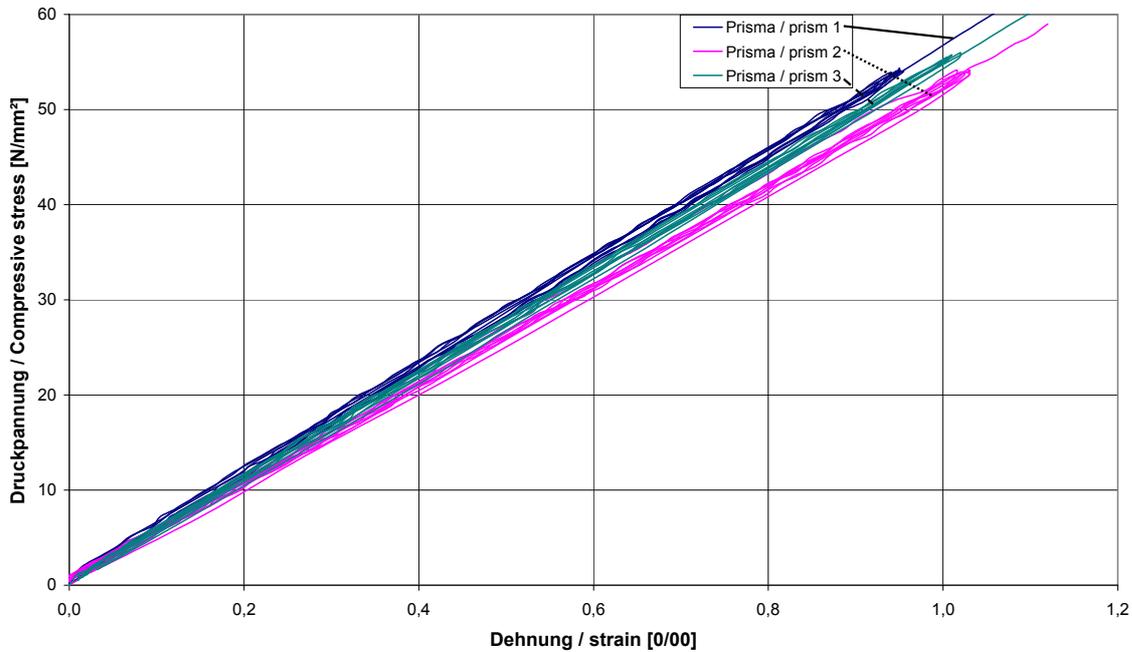


Bild A 3.2.2: Druckspannungs-Dehnungs-Beziehung für Prismen 100 · 100 · 200 mm
Fig. A 3.2.2: Compressive stress-strain-relation for prisms 100 · 100 · 200 mm

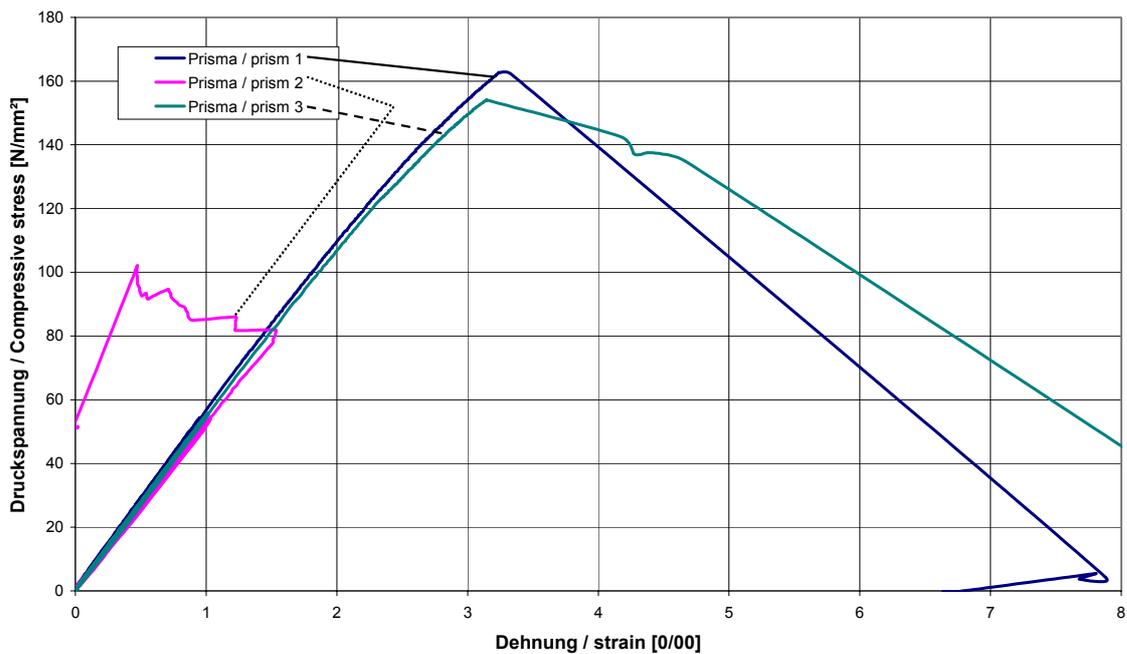


Bild A 3.2.3: Druckspannungs-Dehnungs-Beziehung für Prismen 100 · 100 · 200 mm
Fig. A 3.2.3: Compressive stress-strain-relation for prisms 100 · 100 · 200 mm

Biegezugversuche / Flexural tensile tests: (Mittelwert + Streuung / mean + variation)

(i.a.: 4-Punkt-Biegeversuch; in general: 4-point flexural test)

Prisma / prism 40 · 40 · 160 mm (3-Punkt / 3-point) 33,0 N / mm² (29,6 – 35,1 N / mm²)

Prisma / prism 70 · 70 · 350 mm 24,4 N / mm² (23,7 – 26,1 N / mm²)

Prisma / prism 100 · 100 · 530 mm 18,5 N / mm² (9,5 – 23,7 N / mm²)

Prisma / prism 150 · 150 · 750 mm 19,6 N / mm² (9,2 – 23,3 N / mm²)

Prisma / prism 150 · 150 · 750 mm (Bouygues) 17,1 N / mm² (12,5 – 20,9 N / mm²)

Tabelle A 3.2.2: Festigkeitswerte aus den Biegezugversuchen

Table A 3.2.2: Strength values from flexural tensile tests

Maße der Prismen size of prisms	Herstell- datum date of fabrication	Prüfdatum date of test	Biegezugfestigkeit flexural tensile strength							
			Alter / age	Einzelwerte single values			Mittelwert average value	Gesamtmittelwert total average value	Standardabweichung / standard deviation	Variationskoeff. coefficient of variation
				[d]	[N/mm ²]					
40*40*160	05.11.01	24.01.02	80	35,09	34,25	29,61	32,98	32,98	2,95	0,09
70*70*350	23.10.01	03.12.01	41	24,45	26,10	23,81	24,79	24,39	1,27	0,05
	08.10.01	03.12.01	56	23,69	25,60	22,69	23,99			
100*100*530	23.10.01	29.11.01	37	9,50	13,13	20,03	14,22	18,47	5,78	0,31
	08.10.01	29.11.01	52	23,73	22,46	21,96	22,72			
150*150*750	23.10.01	28.11.01	36	23,26	21,55	9,22	18,01	19,62	5,17	0,26
	08.10.01	28.11.01	51	20,49	21,37	21,81	21,22			
150*150*750 B	unbekannt/ unknown	27.11.01	unbekannt/ unknown	12,53	16,33	20,90	16,59	17,14	2,79	0,16
		28.11.01	unbekannt/ unknown	17,83	16,69	18,58	17,70			

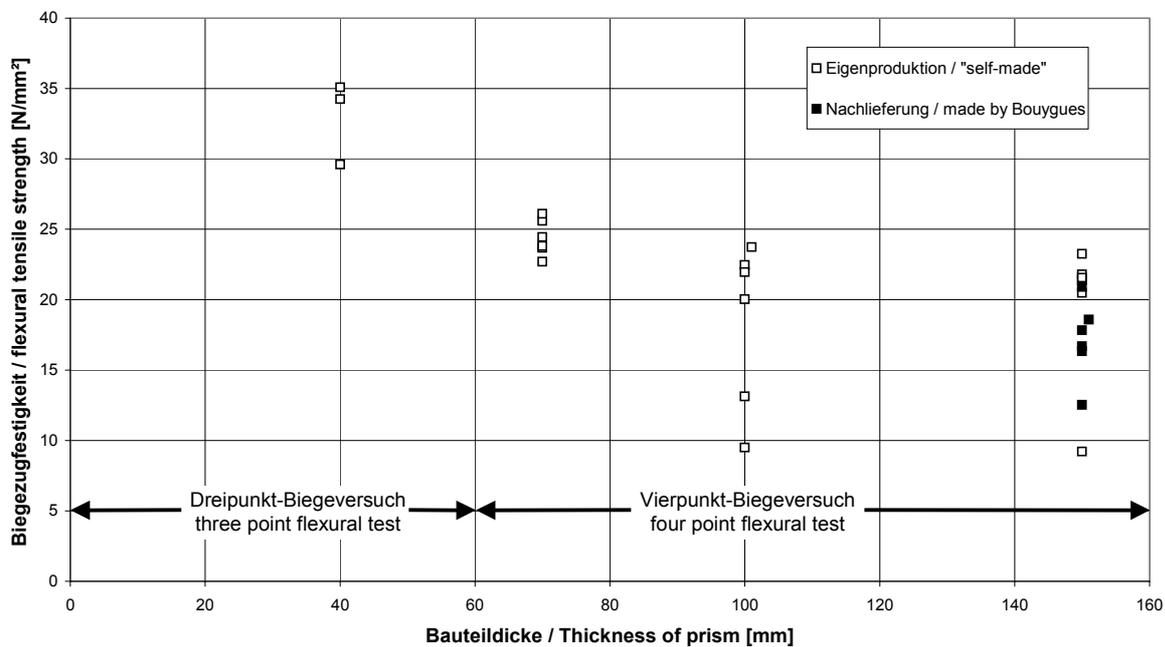


Bild A 3.2.4: Biegezugfestigkeit in Abhängigkeit von der Bauteildicke

Fig. A 3.2.4: Flexural tensile strength dependent on element thickness

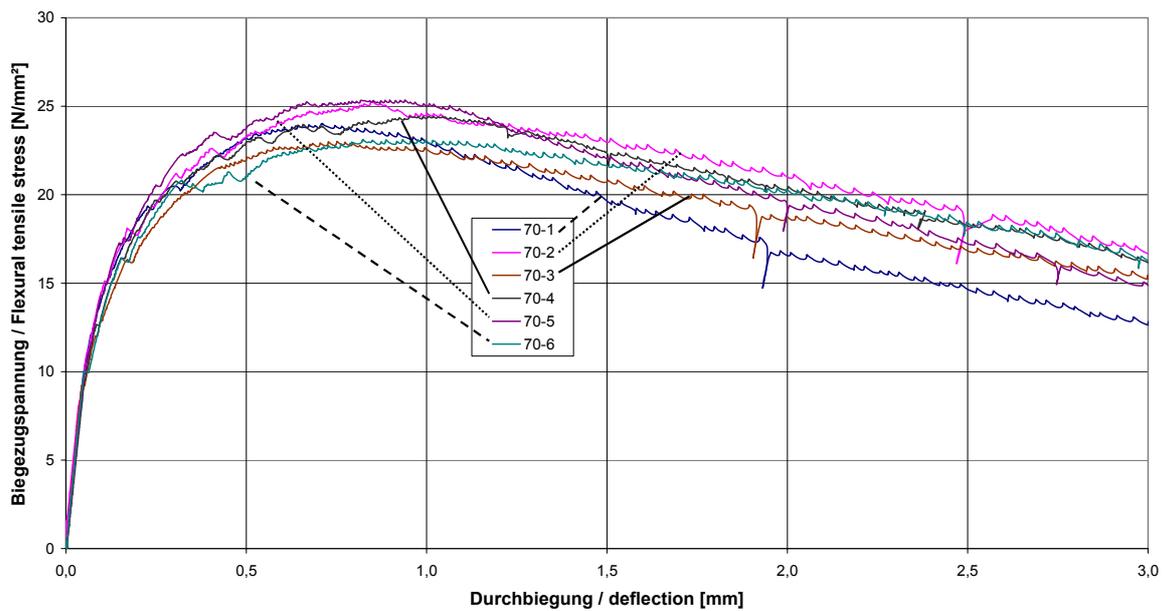
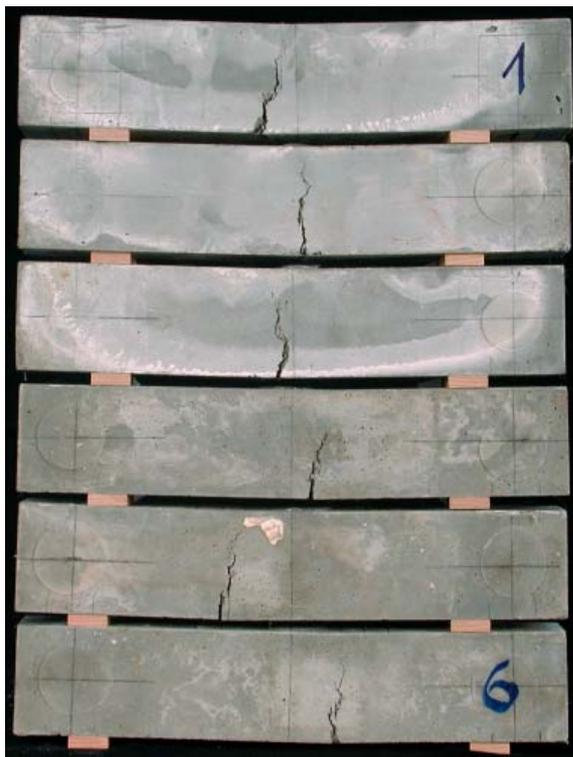


Bild A 3.2.5: Biegezugspannungs-Durchbiegungs-Beziehung für Prismen 70 · 70 · 350 mm
Fig. A 3.2.5: Flexural tensile stress-deflection-relation for prisms 70 · 70 · 350 mm



a) Ansicht / side view



b) Untersicht / bottom view

Bild A 3.2.6: Prismen 70 · 70 · 350 mm nach dem Biegezugversuch
Fig. A 3.2.6: Prisms 70 · 70 · 350 mm after flexural tensile test

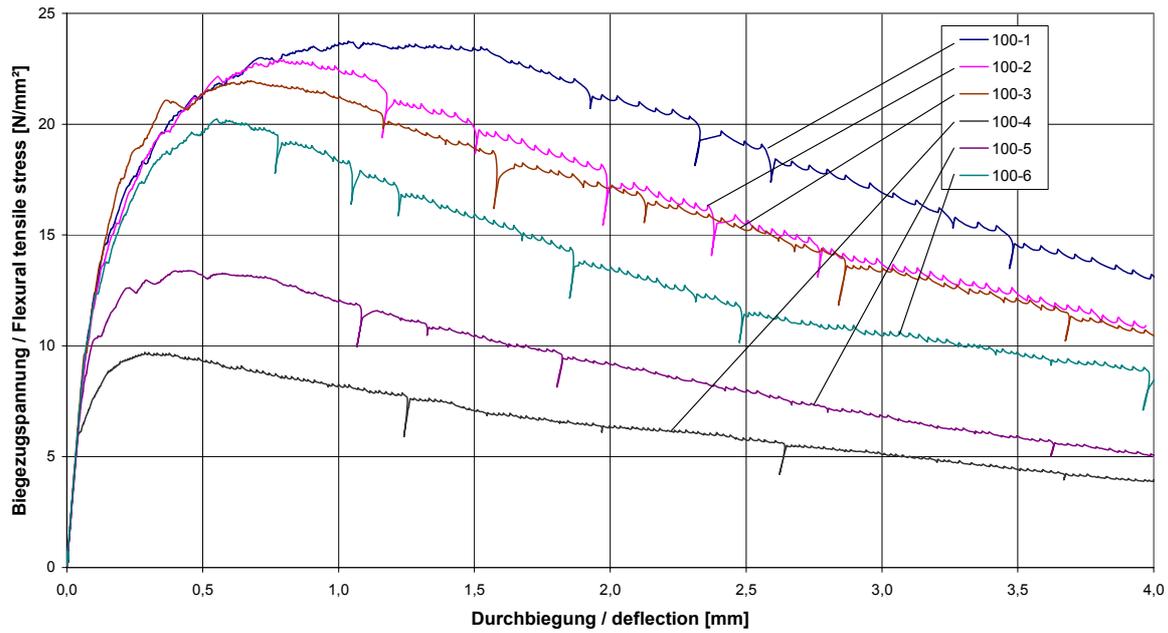
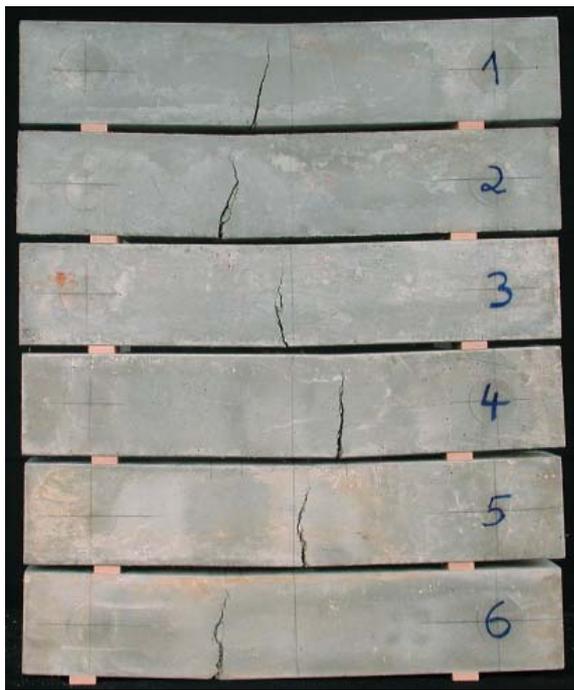
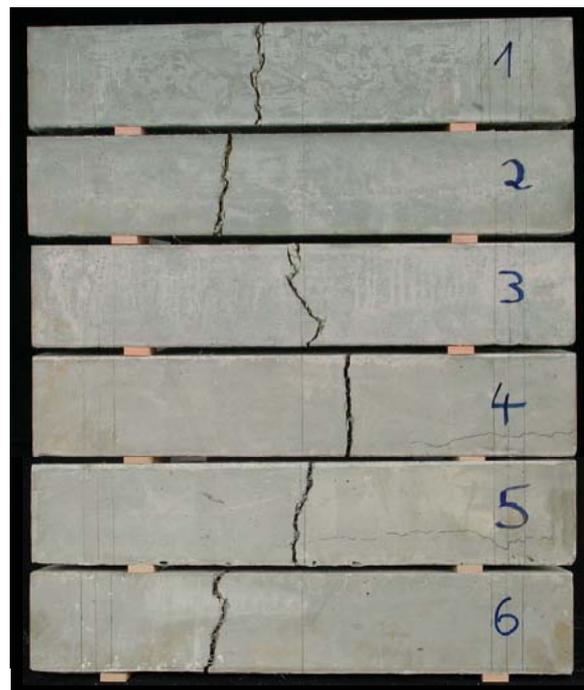


Bild A 3.2.7: Biegezugspannungs-Durchbiegungs-Beziehung für Prismen 100 · 100 · 530 mm
 Fig. A 3.2.7: Flexural tensile stress-deflection-relation for prisms 100 · 100 · 530 mm



a) Ansicht / side view



b) Untersicht / bottom view

Bild A 3.2.8: Prismen 100 · 100 · 530 mm nach dem Biegezugversuch
 Fig. A 3.2.8: Prisms 100 · 100 · 530 mm after flexural tensile test

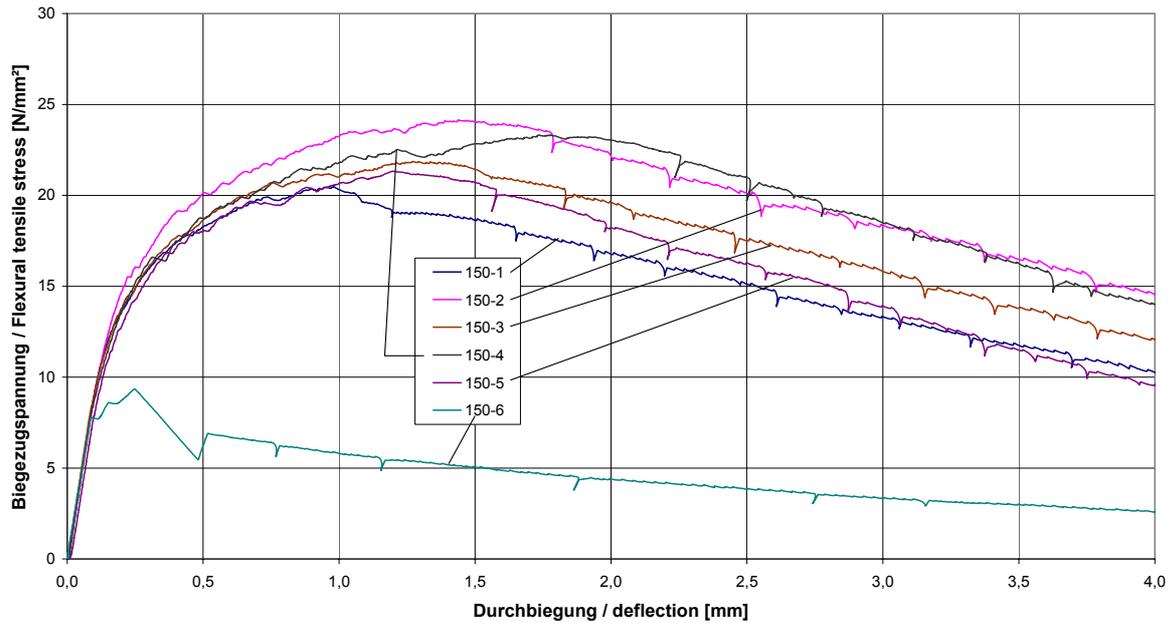


Bild A 3.2.9: Biegezugspannungs-Durchbiegungs-Beziehung für Prismen 150 · 150 · 750 mm
Fig. A 3.2.9: Flexural tensile stress-deflection-relation for prisms 150 · 150 · 750 mm

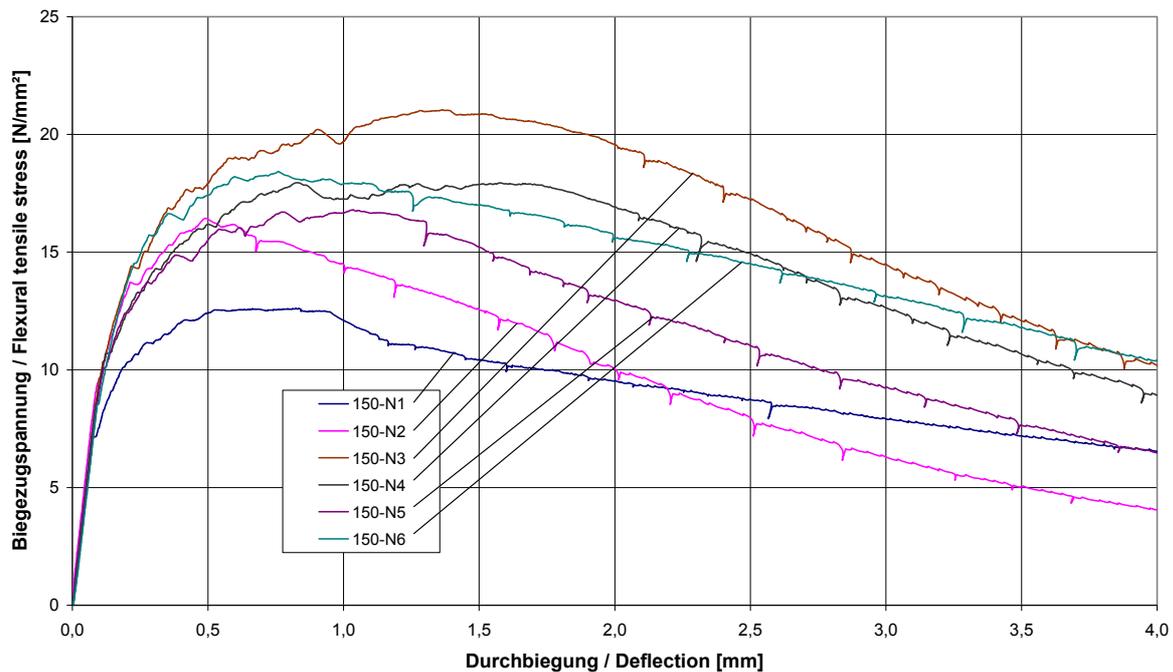
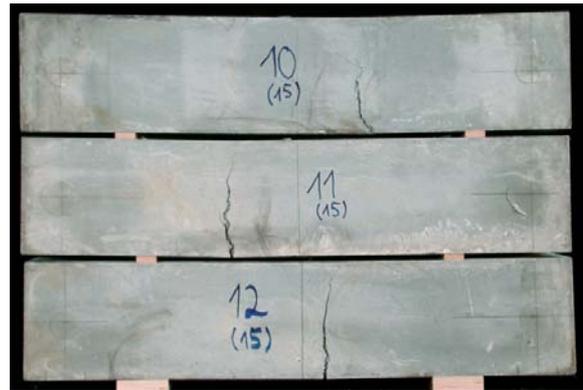
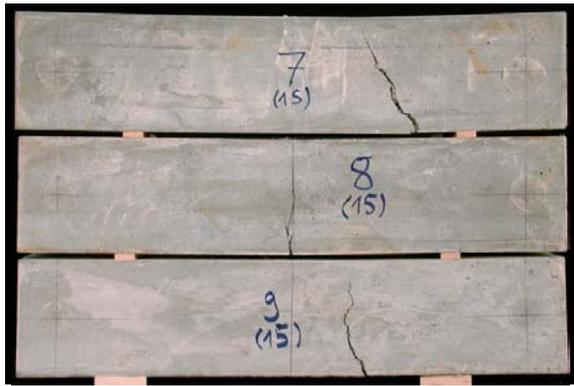
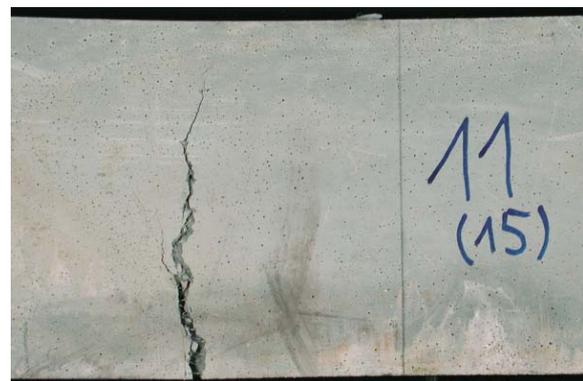


Bild A 3.2.10: Biegezugspannungs-Durchbiegungs-Beziehung für Prismen 150 · 150 · 750mm
(Nachlieferung Bouygues)
Fig. A 3.2.10: Flexural tensile stress-deflection-relation for prisms 150 · 150 · 750 mm (made
by Bouygues)



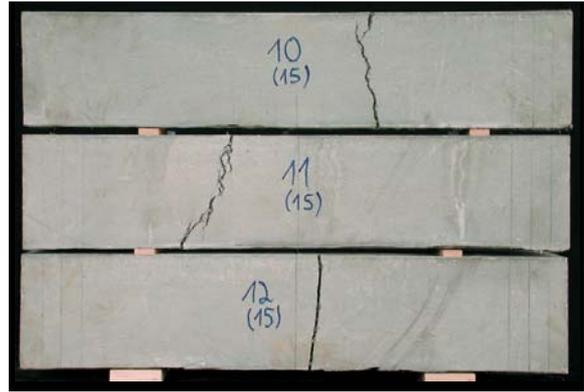
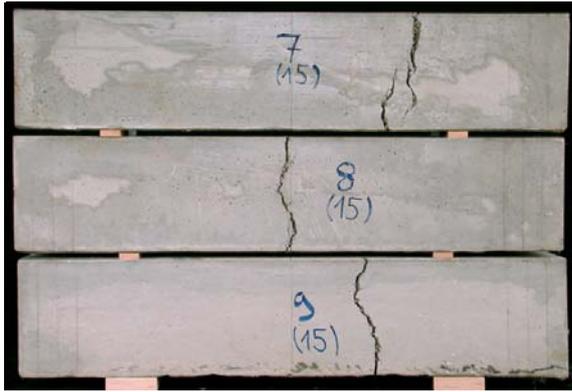
a) Gesamtansicht / general view



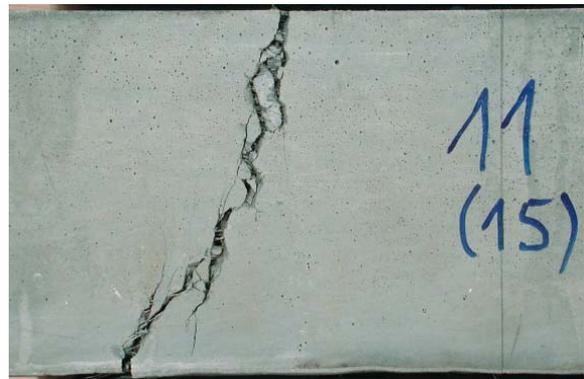
b) Details / Details

Bild A 3.2.11: Seitenansicht der Prismen 150 · 150 · 750 mm nach dem Biegezugversuch

Fig. A 3.2.11: Side view of prisms 150 · 150 · 750 mm after flexural tensile test

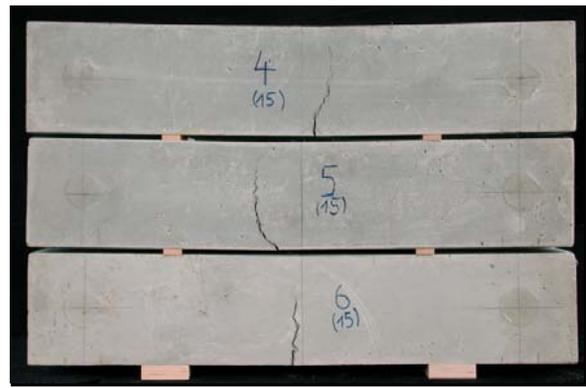
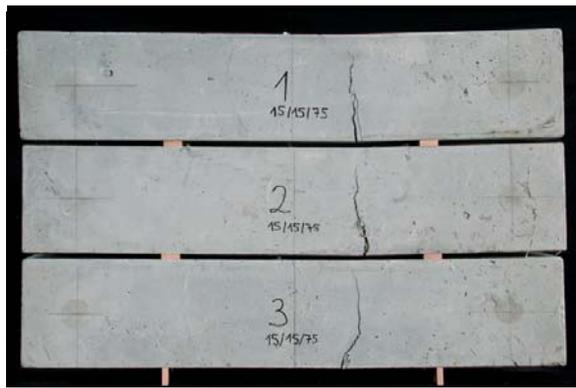


a) Gesamtansicht / general view

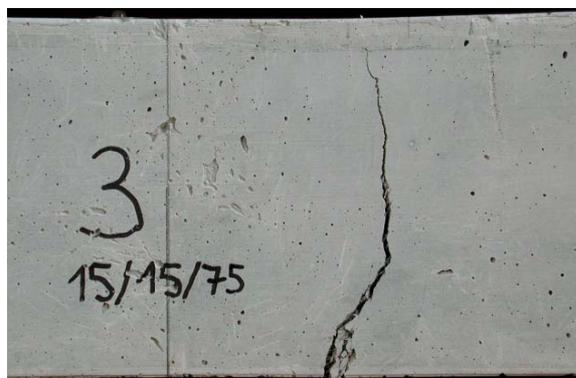
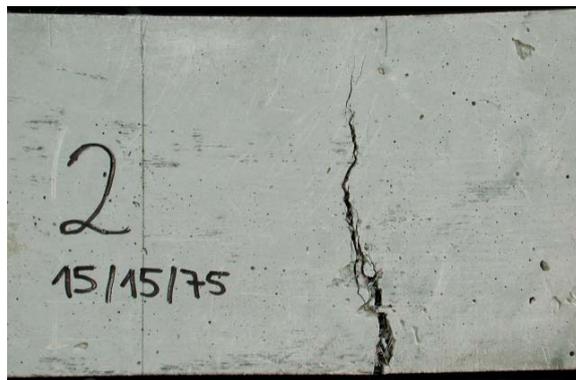
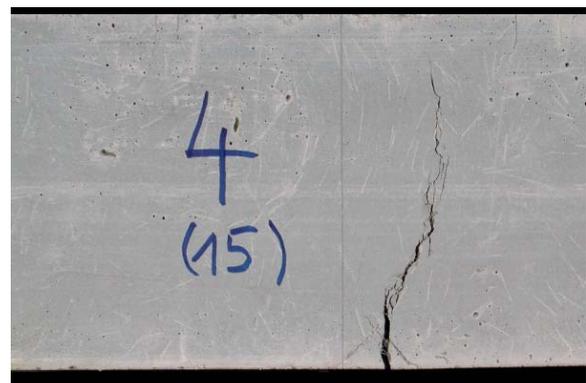


b) Details / Details

Bild A 3.2.12: Untersicht der Prismen 150 · 150 · 750 mm nach dem Biegezugversuch
Fig. A 3.2.12: Bottom view of prisms 150 · 150 · 750 mm after flexural tensile test



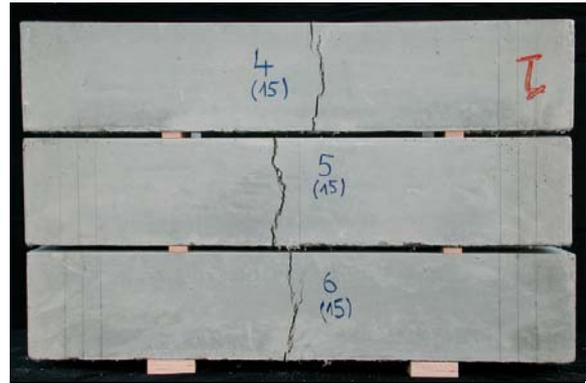
a) Gesamtansicht / general view



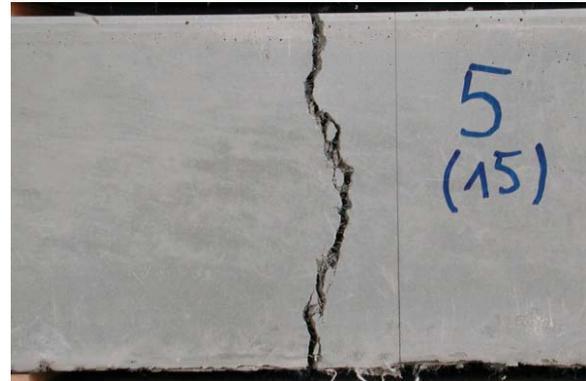
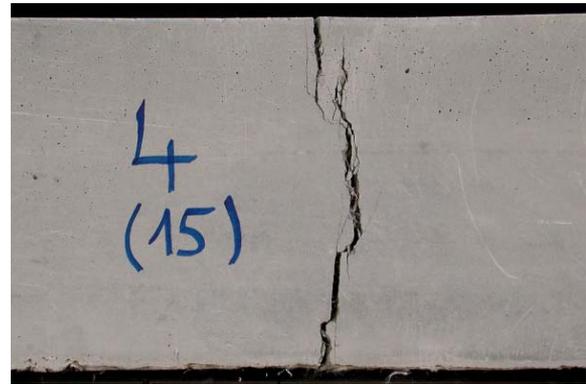
b) Details / Details

Bild A 3.2.13: Seitenansicht der Prismen 150 · 150 · 750 mm nach dem Biegezugversuch
(Nachlieferung Bouygues)

Fig. A 3.2.13: Side view of prisms 150 · 150 · 750 mm after flexural tensile test (made by
Bouygues)



a) Gesamtansicht / general view



b) Details / Details

Bild A 3.2.14: Untersicht der Prismen 150 · 150 · 750 mm nach dem Biegezugversuch (Nachlieferung Bouygues)

Fig. A 3.2.14: Bottom view of prisms 150 · 150 · 750 mm after flexural tensile test (made by Bouygues)

Spaltzugversuche / Tensile splitting tests: (Mittelwert + Streuung / mean + variation)
 (Versuche wurden an den Resten der Biegeprismen durchgeführt; tests were exercised on the rests of the prisms for the flexural tensile test)

Prisma / prism 70 · 70 · 350 mm	25,1 N / mm ² (17,7 – 33,1 N / mm ²)
Prisma / prism 100 · 100 · 530 mm	22,1 N / mm ² (17,4 – 26,5 N / mm ²)
Prisma / prism 150 · 150 · 750 mm	20,7 N / mm ² (18,2 – 25,9 N / mm ²)
Prisma / prism 150 · 150 · 750 mm (Bouygues)	17,7 N / mm ² (13,5 – 22,6 N / mm ²)

Tabelle A 3.2.3: Festigkeitswerte aus den Spaltzugversuchen

Table A 3.2.3: Strength values from tensile splitting tests

Reste von Prismen folgender Maße rests of prisms with following size	Herstell- datum date of fabrication	Prüfdatum date of test	Spaltzugfestigkeit splitting tensile strength							
			Alter / age [d]	Einzelwerte single values [N/mm ²]			Mittelwert average value [N/mm ²]	Gesamtmittelwert total average value [N/mm ²]	Standardabwei- chung / standard deviation [N/mm ²]	Variationskoeff. coefficient of variation [-]
70*70*350	23.10.01	03.12.01	41	18,70	25,69	29,58	27,59	25,10	4,77	0,19
				27,21	31,22	33,12				
	08.10.01	03.12.01	56	24,72	22,53	26,46	22,62			
100*100*530	23.10.01	29.11.01	37	20,33	20,52	18,93	19,89	22,10	2,72	0,12
				21,78	20,36	17,39				
	08.10.01	29.11.01	52	25,47	24,16	22,29	24,32			
150*150*750	23.10.01	28.11.01	36	20,29	18,86	19,08	18,90	20,72	2,40	0,12
				18,72	18,22	18,25				
	08.10.01	28.11.01	51	21,75	22,26	22,93	22,54			
150*150*750 B	unbekannt/ unknown	27.11.01	unbekannt/ unknown	19,68	17,54	18,75	17,95	17,73	2,84	0,16
		28.11.01		17,21	21,01	13,50				
	28.11.01	unbekannt/ unknown	22,60	14,30	17,21	17,52				
				16,49	20,19	14,30				

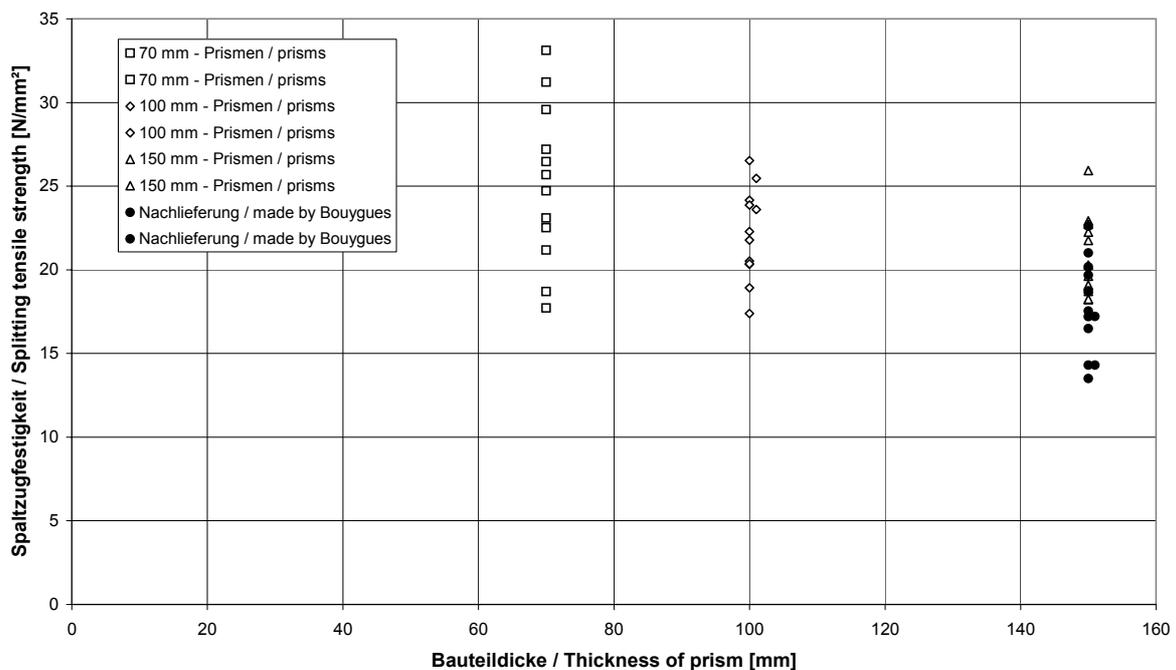


Bild A 3.2.15: Spaltzugfestigkeit in Abhängigkeit von der Bauteildicke
 Fig. A 3.2.15: Splitting tensile strength dependent on thickness of prism

Verbundversuche / Pull-out-tests:

In den Verbundversuchen mit einem Würfel 40 mm, Verbundlänge 20 mm, Stabdurchmesser 4 mm gelang es nicht, den Stab herauszuziehen bevor der Stahl zu fließen begann.

In the pull-out-tests with cubes 40 mm, bond length 20 mm, diameter of reinforcement 4 mm it was not possible to pull out the reinforcement before the steel started yielding.

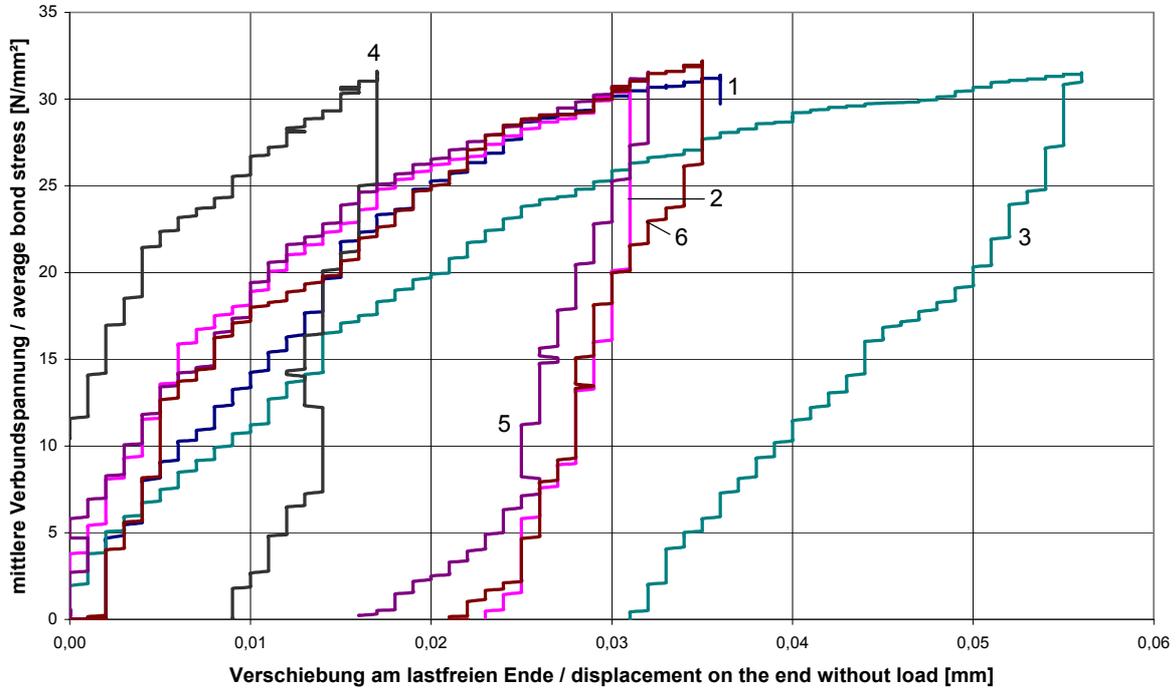


Bild A 3.2.16: Verschiebung am lastfreien Ende und zugehörige Verbundspannung im Verbundversuch

Fig. A 3.2.16: Displacement on the end without load and accompanying bond stress in pull-out-test

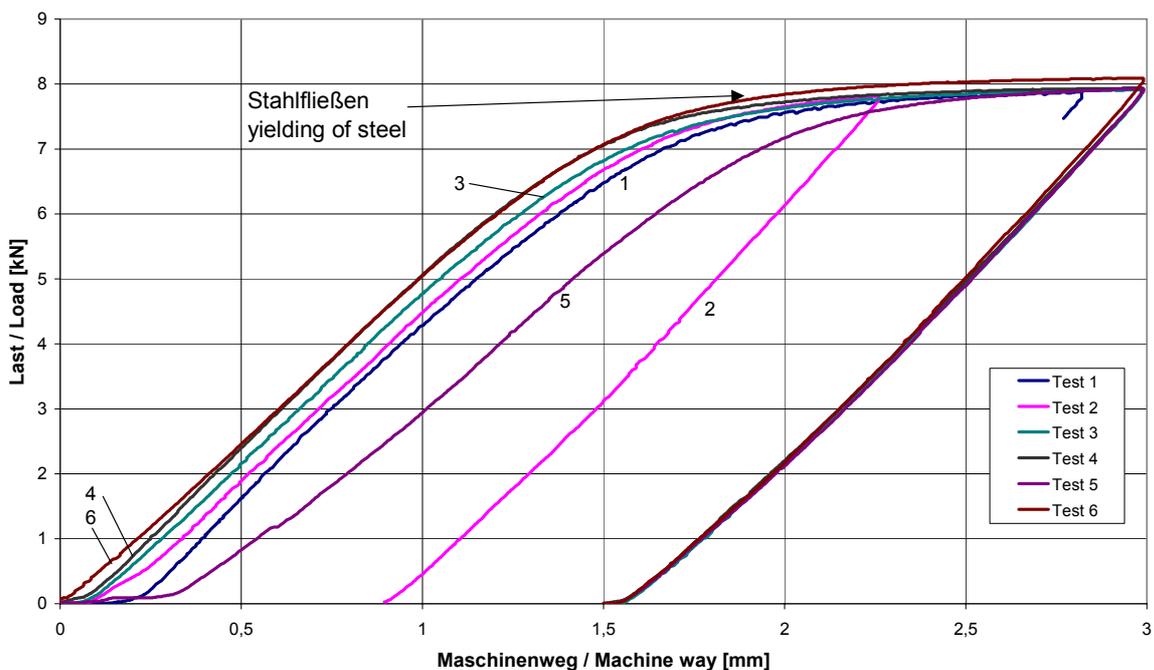


Bild A 3.2.17: Last-Maschinenweg-Beziehung im Verbundversuch (bis Stahlfließen)

Fig. A 3.2.17: Load-machine way-relation in pull-out-test (until yielding of the steel)

In einer 2. Testreihe wurde die Verbundlänge auf 8 mm reduziert (von zuvor 20 mm); die Seitenlänge des Würfels beträgt weiterhin 40 mm.

In a second test series the bond length was reduced to 8 mm (from 20 mm before); the dimension of the cube is still 40 mm.

Bemessungswert der Verbundspannung / bond strength: 41,8 N/mm² (33,9 – 51,1 N/mm²)
(Mittelwert + Streuung / mean + variation)

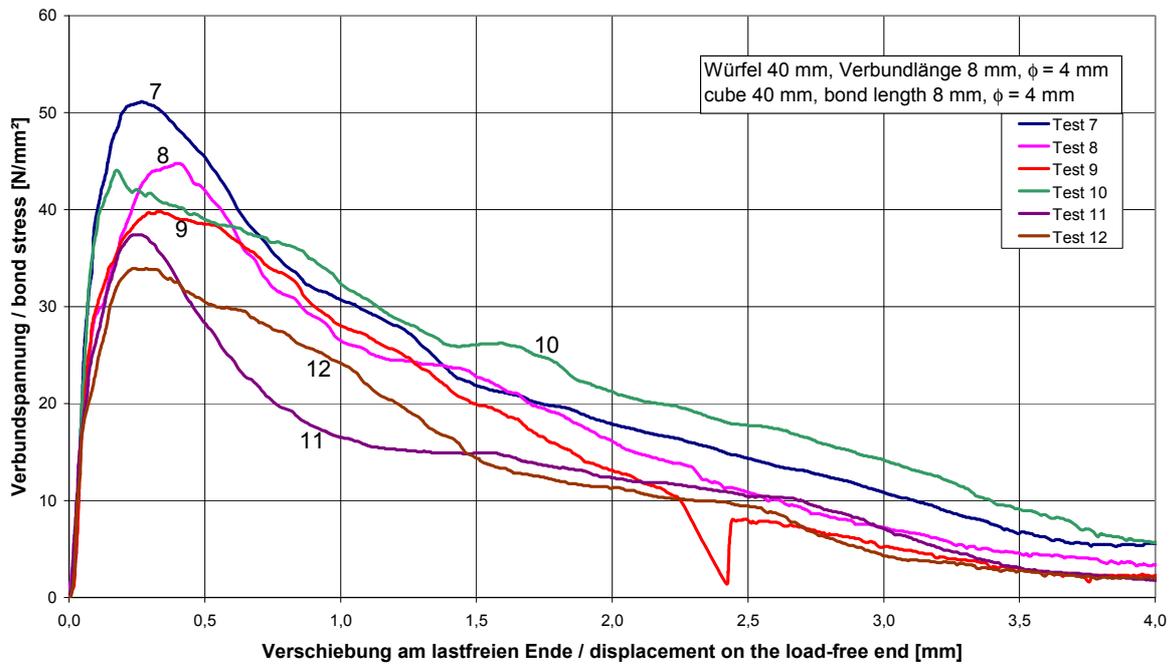


Bild A 3.2.18: Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehung für das lastfreie Ende im Ausziehversuch (Würfel 40 mm, Verbundlänge 8 mm, Stabdurchmesser 4 mm)

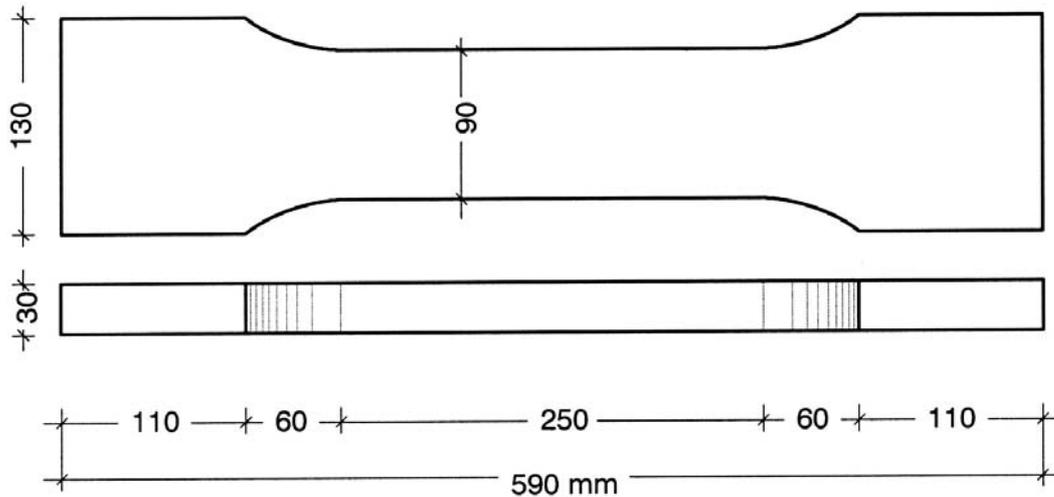
Fig. A 3.2.18: Bond stress-displacement-relation for the load-free end in the pull-out-test (cube 40 mm, bond length 8 mm, 4 mm bars)

Tabelle A 3.2.4: Festigkeitswerte aus Ausziehversuchen

Table A 3.2.4: Strength values from pull-out-tests

Maße: Kantenlänge Würfel, Stab-φ, Verbundlänge size: length of cube, φ bar, bond length	Herstell- datum date of fabrication	Prüfdatum date of test	Rechenwert der Verbundspannung bond strength						
			Alter / age	Einzelwerte single values	Mittelwert average value	Standardabweichung / standard deviation	Variationskoeff. / coefficient of variation		
								[d]	[N/mm ²]
[mm]	[-]	[-]	[d]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	
40 / 4 / 8	14.01.02	12.02.02	29	51,13 44,07	44,76 37,40	39,79 33,92	41,85	6,11	0,15

Zentrische Zugversuche / Axial tensile tests: (Mittelwert + Streuung / mean + variation)
Flachprobe / bone-shaped specimen 9,10 N / mm² (6,70 – 10,56 N / mm²)



(Messlänge: 200 mm; measurement length: 200 mm)

Bild A 3.2.19: Versuchskörperabmessungen für zentrischen Zugversuch (Flachprobe)
Fig. A 3.2.19: Dimensions of bone-shaped specimen for axial tensile test

Tabelle A 3.2.5: Festigkeitswerte aus den zentrischen Zugversuchen (Flachproben)
Table A 3.2.5: Strength values from axial tensile tests (bone-shaped membrane specimens)

Maße der Flachproben size of bone-shaped specimens	Herstell- datum date of fabrication	Prüfdatum date of test	zentrische Zugfestigkeit axial tensile strength							
			Alter / age	Einzelwerte single values			Mittelwert average value	Gesamtmittelwert total average value	Standardabwe- chung / standard deviation	Variationskoeff. coefficient of variation
[mm ²]	[-]	[-]	[d]	[N/mm ²]			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]
A = 30x90	08.10.01	19.11.01	42	9,82	10,56	6,70	9,03	9,10	1,37	0,15
	15.10.01	19.11.01	35	9,98	8,62	8,93	9,18			

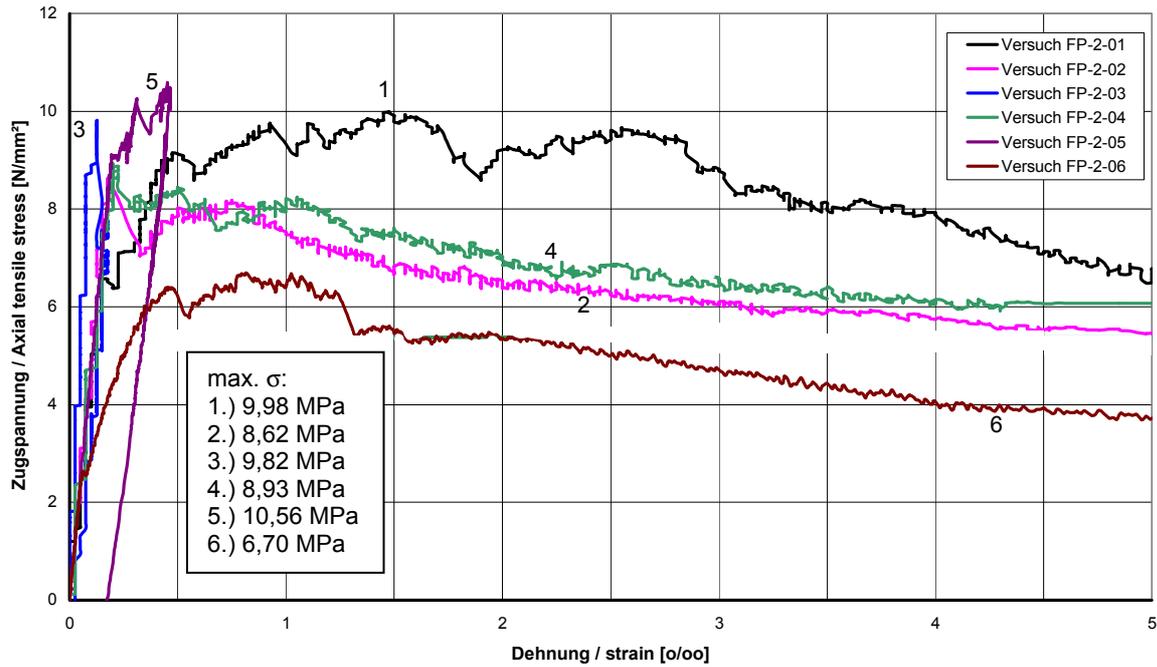


Bild A 3.2.20: Zugspannungs-Dehnungs-Beziehung für die Flachproben

Fig. A 3.2.20: Axial tensile stress-strain-relation for the bone-shaped (membrane) specimens

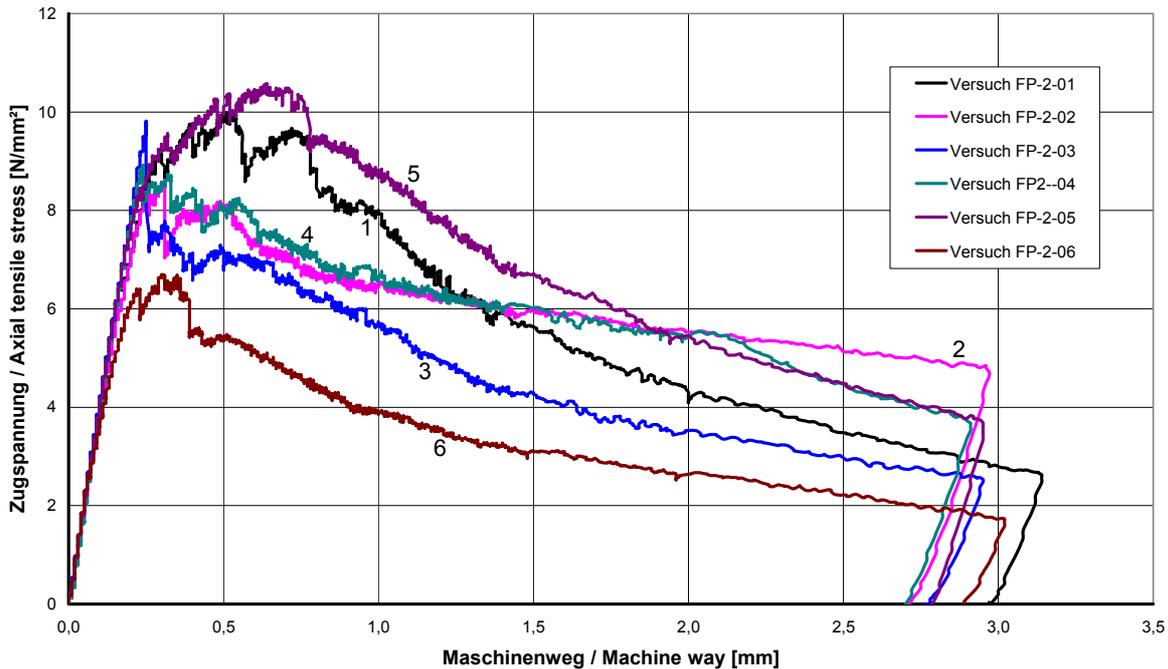


Bild A 3.2.21: Zugspannungs-Maschinenwegs-Beziehung für die Flachproben

Fig. A 3.2.21: Axial tensile stress-machine way-relation for the bone-shaped membrane specimens

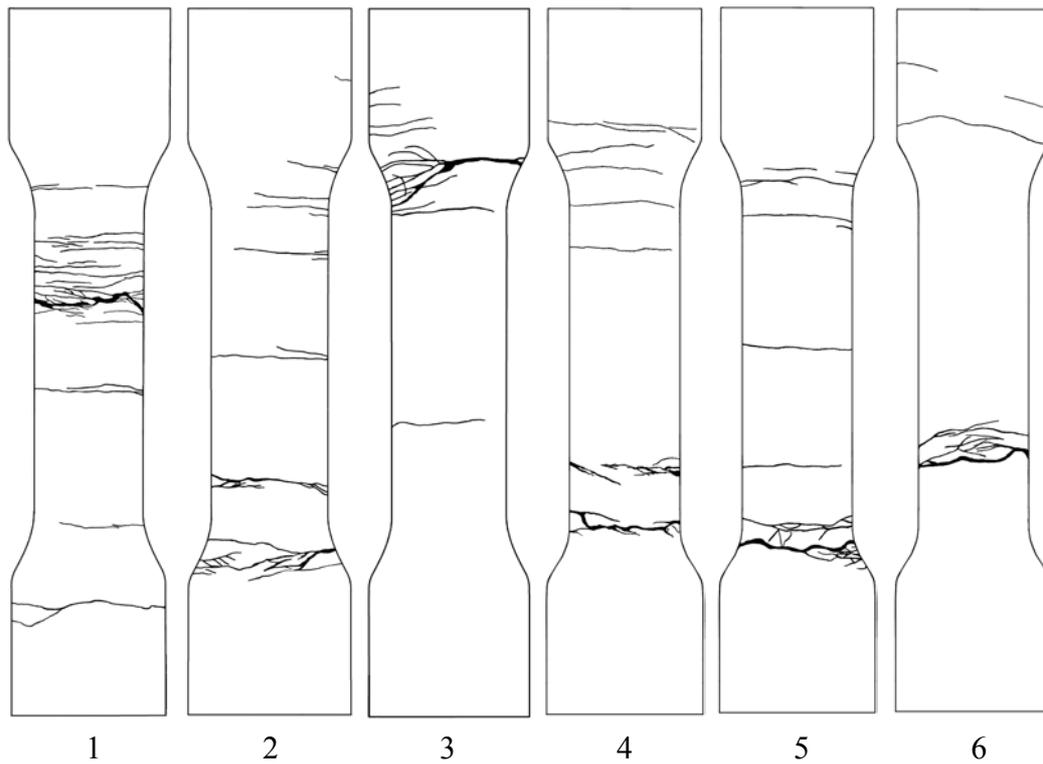
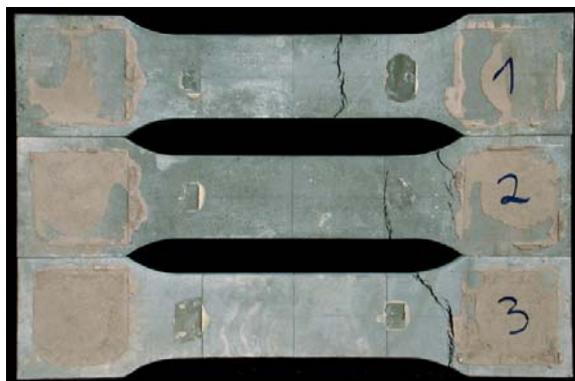
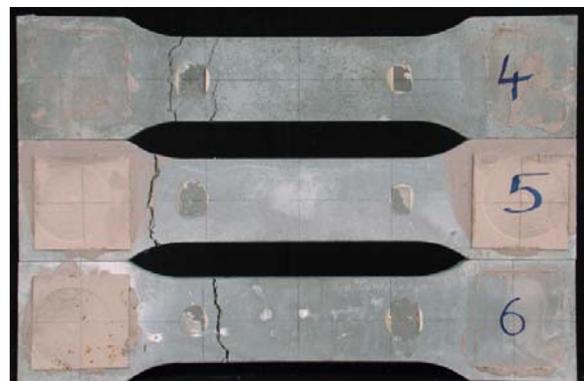


Bild A 3.2.22: Rissbilder der Flachproben nach zentrischem Zugversuch

Fig. A 3.2.22: Crack pattern of the bone-shaped (membrane) specimen after axial tensile test



a) Seite 1 / side 1



b) Seite 2 / side 2



Bild A 3.2.23: Flachproben nach zentrischem Zugversuch

Fig. A 3.2.23: Bone-shaped specimen after axial tensile test

Zentrische Zugversuche mit Fugen / Axial tensile tests with joints:

Flachprobe mit Fuge / bone-shaped specimen with joint 6,97 N/mm² (5,51 – 7,54 N/mm²)

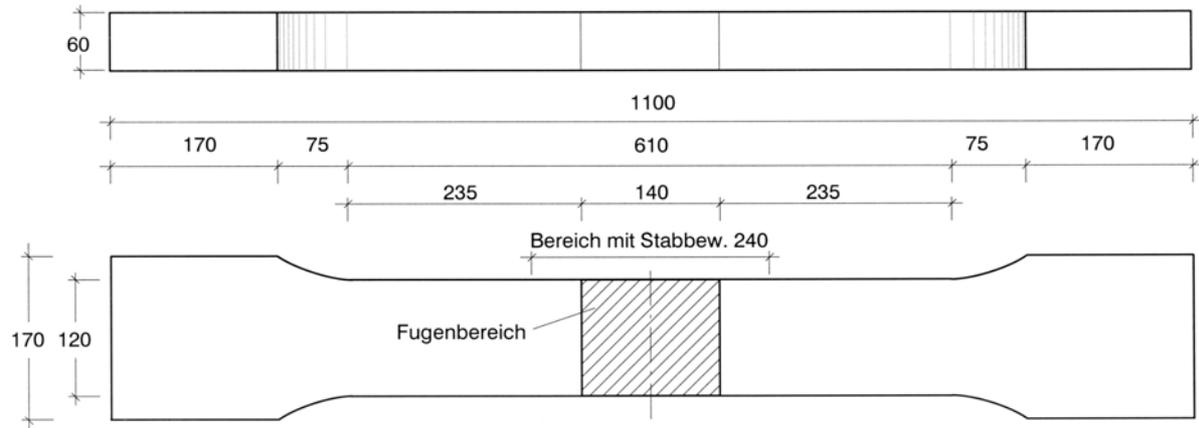


Bild A 3.2.24: Versuchskörperabmessungen für zentr. Zugversuch mit Fuge (Flachprobe)
 Fig. A 3.2.24: Dimensions of bone-shaped specimen with joint for axial tensile test

Versuchskörper mit Stabstahl Ø 4 mm und Fuge 140 mm
 Specimen with bars 4 mm Ø and joint 140 mm

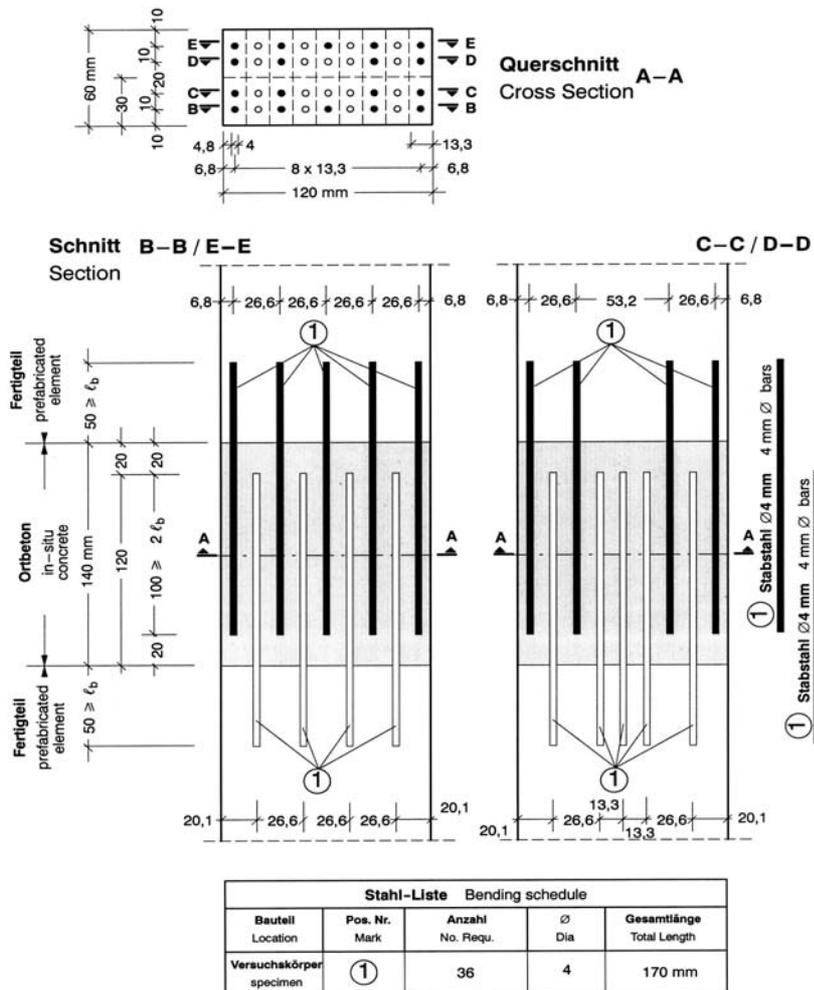


Bild A 3.2.25: Detail Fugenbewehrung

Fig. A 3.2.25: Detail reinforcement in joint

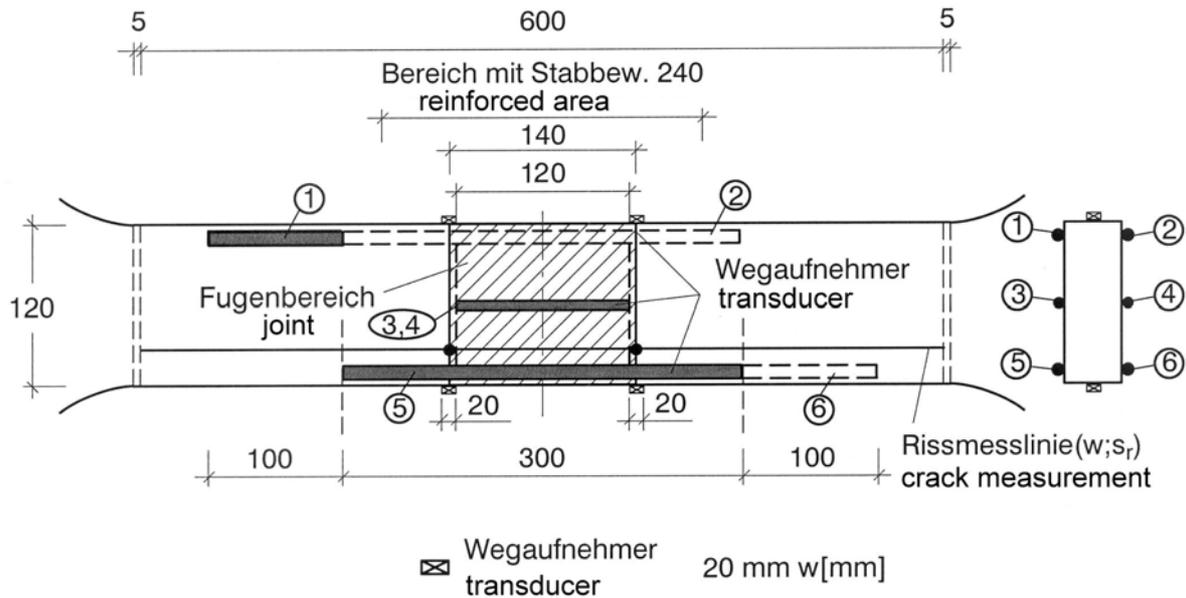


Bild A 3.2.26: Messeinrichtung für die Fugenversuche
Fig. A 3.2.26: Measurements for the tests on joints

Tabelle A 3.2.6: Lasten und Ort des Versagensrisses für die Flachproben mit Fuge unter Zug
Table A 3.2.6: Loads and location of main crack for the bone-shaped specimens with joints in axial tension test

Nr. No.	Herstelldatum date of fabrication	Prüfdatum date of testing	Alter Age [d]	Höchstlast Maximum load		s = 2 mm		Lage des Risses, von der Mitte gemessen / Location of crack, measured from the middle [mm]
				max. F [kN]	max. σ [MPa]	F [kN]	f_{ct} [MPa]	
1	23.10.2001	17.12.2001	55	52,64	7,33	27,80	3,88	125 (1)
2	23.10.2001	08.01.2002	77	51,20	7,13	29,84	4,16	200 (2)
3	05.11.2001	09.01.2002	65	39,60	5,51	28,32	3,95	310 (3)
4	05.11.2001	10.01.2002	66	54,20	7,54	33,48	4,66	125 (1)
5	23.10.2001	10.01.2002	79	49,96	6,95	27,04	3,77	200 (2)
6	05.11.2001	11.01.2002	67	52,92	7,36	31,28	4,36	310 (3)
Mittelwert / mean value				50,09	6,97	29,63	4,13	
Maximalwert / highest value				54,20	7,54	33,48	4,66	
Minimalwert / lowest value				39,60	5,51	27,04	3,77	
Standardabweichung / standard deviation				5,342	0,744	2,423	0,334	
Variationskoeffizient / coefficient of variation				0,107	0,107	0,082	0,081	

- (1) Bewehrungsende / end of reinforcement
- (2) ungestörter Bereich / undisturbed area
- (3) Übergangsbereich / beginning of wider area of specimen

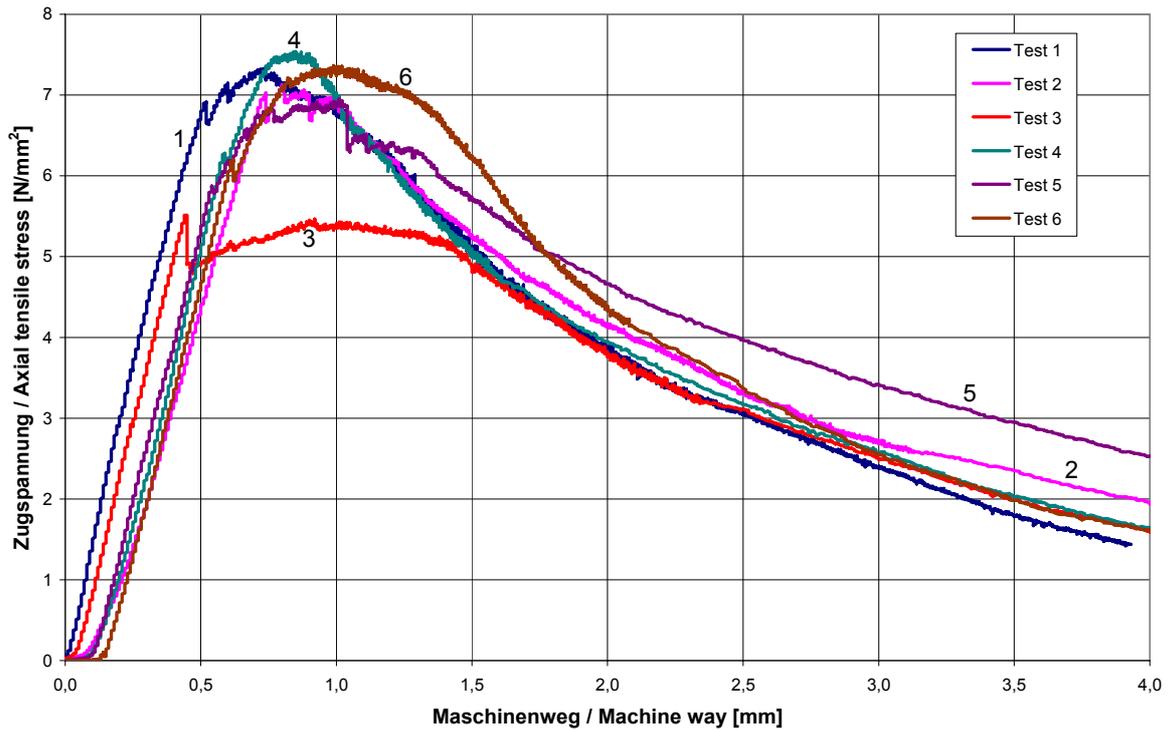


Bild A 3.2.27: Zugspannungs-Maschinenwegs-Beziehung für die Flachproben mit Fugen
 Fig. A 3.2.27: Axial tensile stress-machine way-relation for the bone-shaped specimens with joints

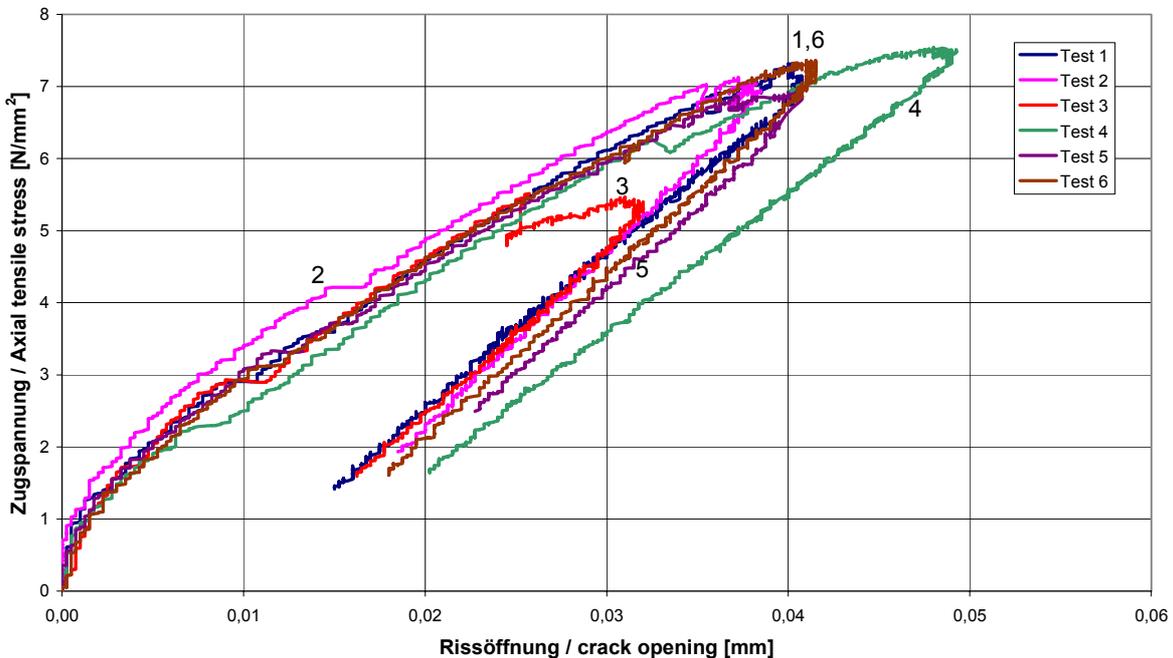


Bild A 3.2.28: Rissöffnung in den Betonierfugen (Mittelwert aus 4 Einzelmessungen) bei den Flachproben mit Fugen (Messlänge 20 mm)
 Fig. A 3.2.28: Crack opening in joints (average value out of 4 single measurements) for the bone-shaped (membrane) specimens with joints (measurement length 20 mm)

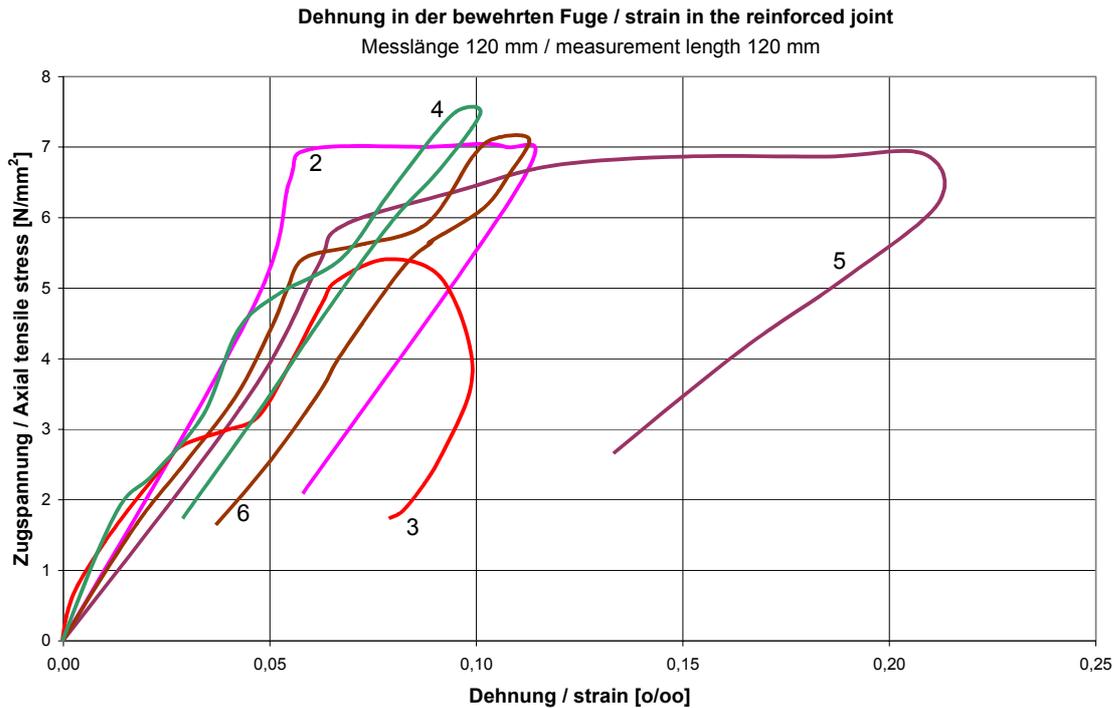


Bild A 3.2.29: Zugspannungs-Dehnungs-Beziehung in der bewehrten Fuge für die Flachproben mit Fuge im zentrischen Zugversuch

Fig. A 3.2.29: Axial tensile stress-strain-relation in the reinforced joint for bone-shaped (membrane) specimens with joints

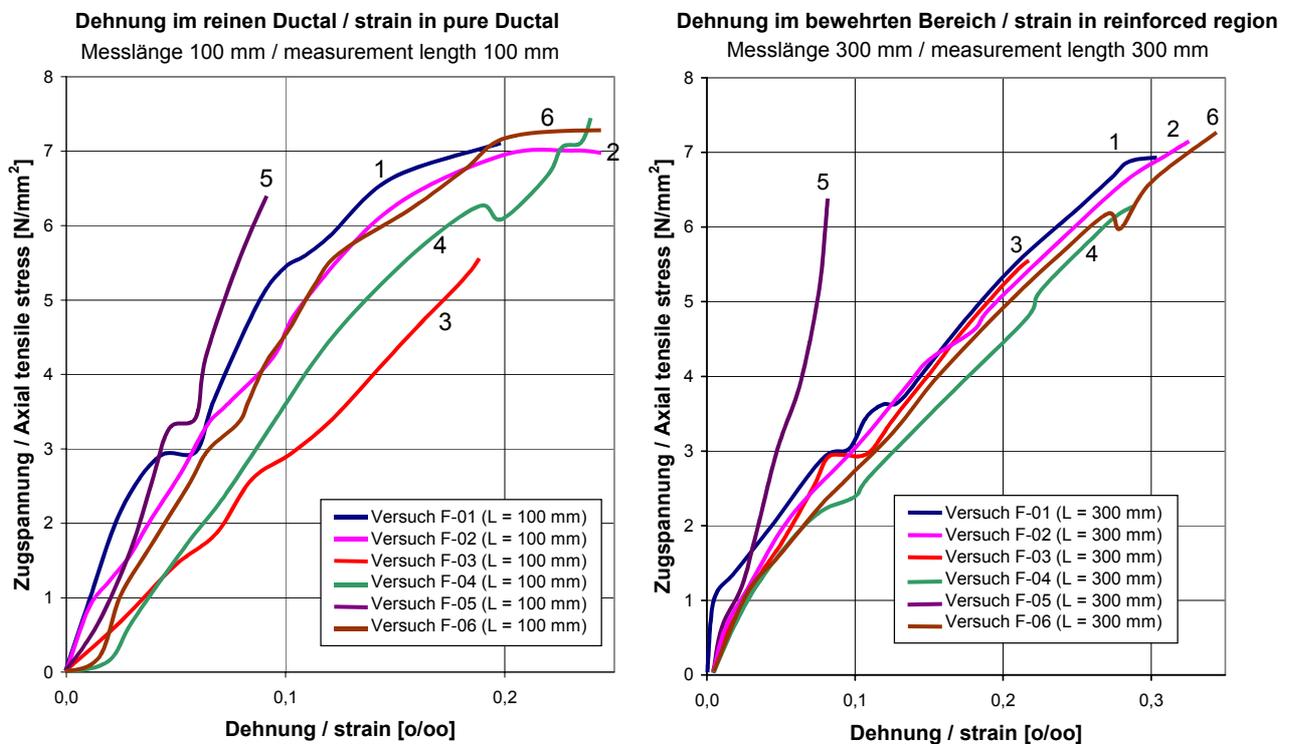


Bild A 3.2.30: Zugspannungs-Dehnungs-Beziehung im reinen Ductal® im Vergleich zum bewehrten Bereich (inkl. Fuge) für die Flachproben mit Fuge unter Zugbelastung

Fig. A 3.2.30: Axial tensile stress-strain-relation for pure Ductal® compared to the reinforced region (including the joint) for bone-shaped (membrane) specimens with joints

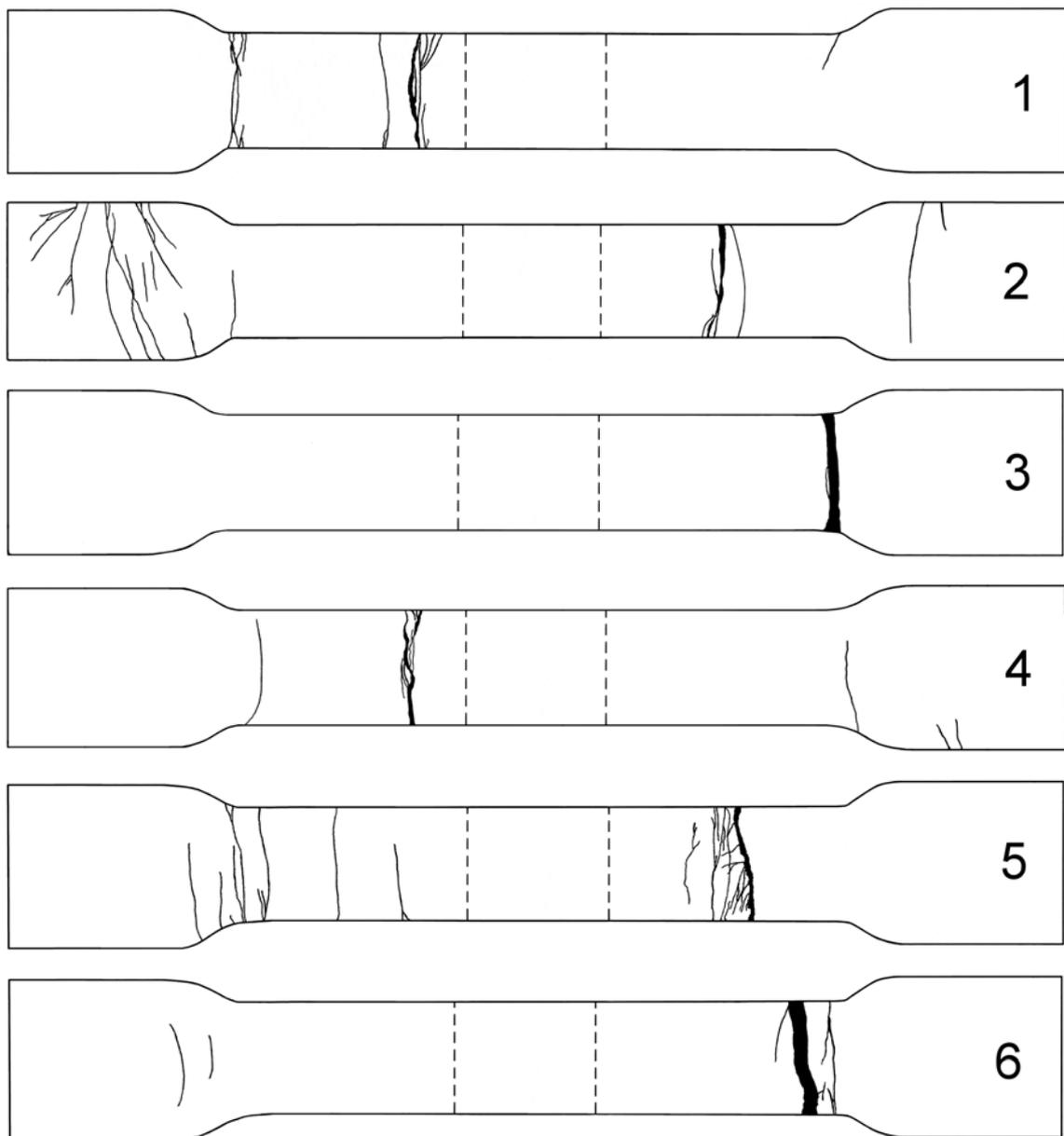
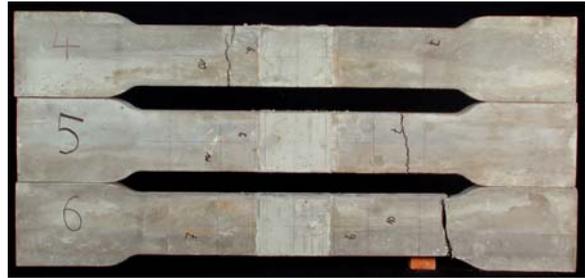
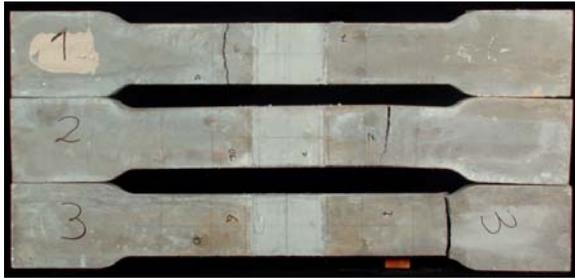


Bild A 3.2.31: Rissbilder der Flachproben mit Fuge nach zentrischem Zugversuch
Fig. A 3.2.31: Crack pattern of the bone-shaped (membrane) specimens after axial tensile test



a) Gesamtansicht / general view



b) Details / Details

Bild A 3.2.32: Flachproben mit Fuge nach zentrischem Zugversuch
Fig. A 3.2.32: Bone-shaped specimens with joint after axial tensile test

Anhang 3.3:

Versuchsergebnisse Ductal[®] (April - Juli 02; Premix)

- Verbundversuche A 3.3-1
- Zentrische Zugversuche mit Fugen A 3.3-5
- Zentrische Zugversuche mit Fugen aus Ductal ohne Fasern A 3.3-12
- Übersicht über die zugehörigen Festigkeitswerte A 3.3-19

Verbundversuche / Pull-out-tests:

Es wurden 6 Verbundversuche an Würfeln mit Kantenlänge 40 mm, Verbundlänge 13 mm und Stabdurchmesser 4 mm durchgeführt. Bei 4 Probekörpern (Nr. 13, 15, 17, 18) gelang es nicht, den Stab herauszuziehen, bevor der Stahl zu fließen begann.

6 pull-out-tests with cubes 40 mm, bond length 13 mm and diameter of reinforcement 4 mm were carried out. For 4 specimens (No. 13, 15, 17, 18) it was not possible to pull out the reinforcement before the steel started yielding.

Bemessungswert der Verbundspannung / bond strength: $48,1 \text{ N/mm}^2$ ($45,7 - 48,9 \text{ N/mm}^2$)
(Mittelwert + Streuung / mean + variation)

Druckfestigkeit (Würfel 100 mm) / compressive strength (cube 100 mm): $165,4 \text{ MPa}$

Spaltzugfestigkeit / splitting tensile strength ($200 \cdot 100 \cdot 100 \text{ mm}$): $20,46 \text{ MPa}$

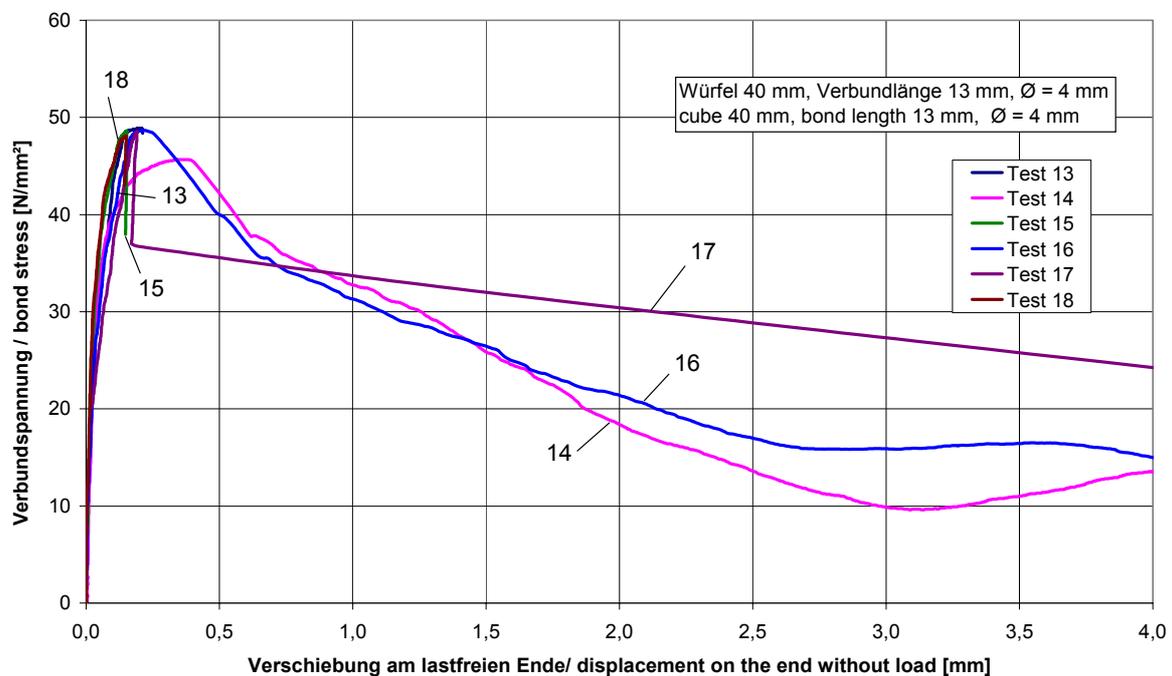


Bild A 3.3.1: Mittlere Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehung für das lastfreie Ende im Ausziehversuch (Würfel 40 mm, Verbundlänge 13 mm, Stabdurchmesser 4 mm)

Fig. A 3.3.1: Average bond stress-displacement-relation for the load-free end in the pull-out-test (cube 40 mm, bond length 13 mm, 4 mm bars)

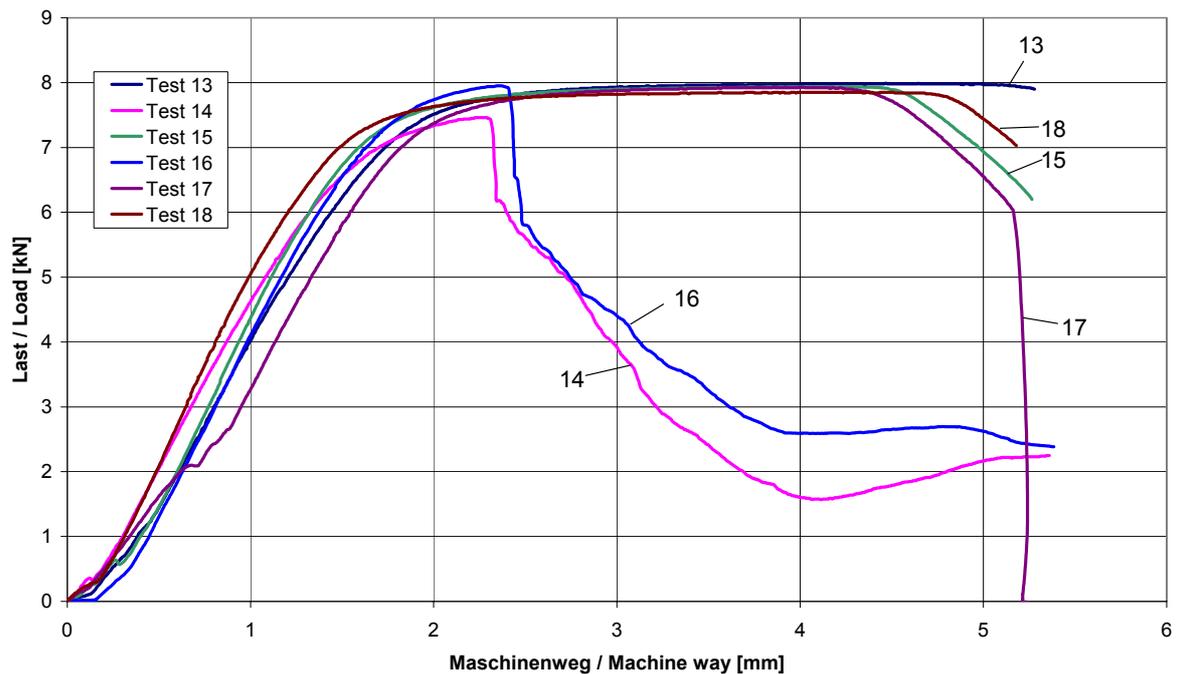


Bild A 3.3.2: Last-Maschinenweg-Beziehung im Verbundversuch
Fig. A 3.3.2: Load-machine way-relation in pull-out-test

Tabelle A 3.3.1: Festigkeitswerte aus Ausziehversuchen
Table A 3.3.1: Strength values from pull-out-tests

Maße: Kantenlänge Würfel, Stab-Ø, Ver- bundlänge size: length of cube, Ø bar, bond length	Herstell- datum date of fabrication	Prüfdatum date of test	Rechenwert der Verbundspannung bond strength						
			Alter / age	Einzelwerte single values	Mittelwert average value	Standardabweichung / standard deviation	Variationskoeff. coefficient of variation		
								[d]	[N/mm ²]
40 / 4 / 13 [mm]	07.03.2002 [-]	04.04.2002 [-]	28 [d]	48,91 (x) 48,69	45,67 48,54 (x)	48,60 (x) 48,05 (x)	48,08 [N/mm ²]	1,214 [N/mm ²]	0,025 [-]

(x) Stahlbruch (kein Verbundversagen) / rupture of steel (no bond failure)

Verbundversuche an Ductal ohne Fasern / Pull-out-tests on Ductal without fibres:

Für einen Einsatz als Verguss einer Fuge zwischen Fertigteilen wurde auch der Rechenwert der Verbundfestigkeit mit Ductal ohne Fasern bestimmt. Bei 4 von 6 Versuchen (Nr. 19, 21, 23, 24) trat ein Spalten des Betonwürfels auf.

Abmessungen: Würfel 40 mm, Verbundlänge 13 mm, Stabdurchmesser: 4 mm

For a use as grouting of a joint between prefabricated elements the bond strength of Ductal without fibres was also determined. For 4 out of the 6 tests (No. 19, 21, 23, 24) splitting of the concrete cube occurred.

Dimensions: cube 40 mm, bond length 13 mm, 4 mm bars

Druckfestigkeit (Würfel 100 mm) / compressive strength (cube 100 mm): 128,3 MPa

Spaltzugfestigkeit / splitting tensile strength (200 · 100 · 100 mm): 6,68 MPa

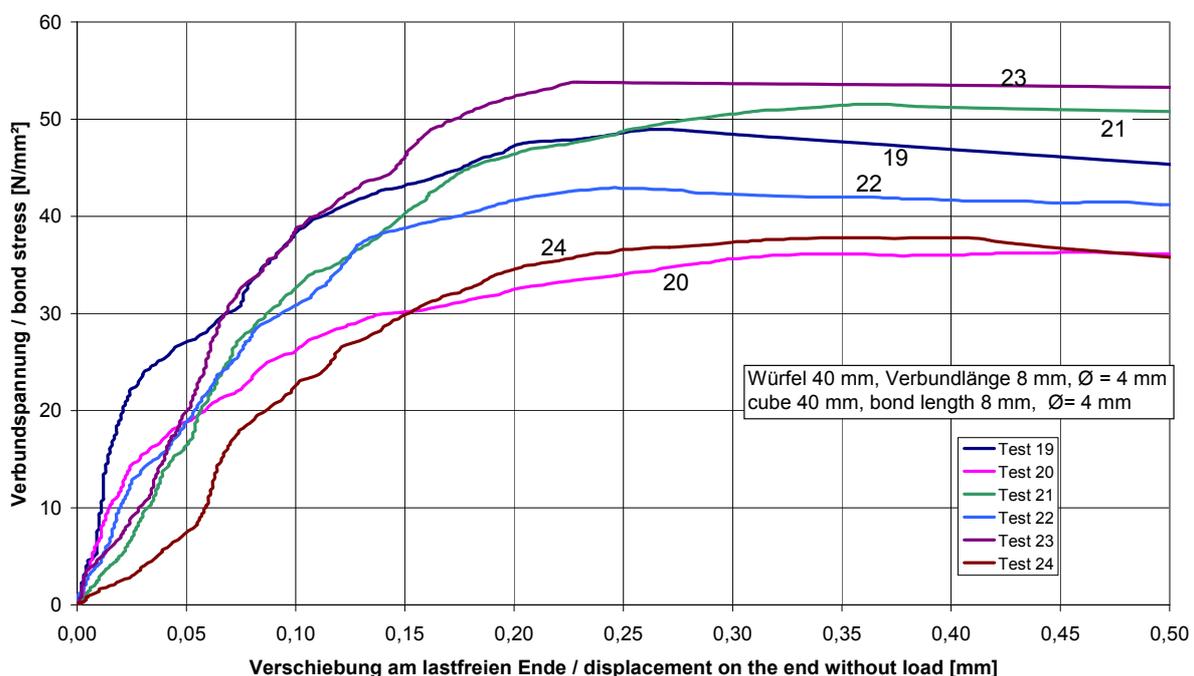


Bild A 3.3.3: Mittlere Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehung für das lastfreie Ende im Ausziehversuch (Würfel 40 mm, Verbundlänge 8 mm, Stabdurchmesser 4 mm)

Fig. A 3.3.3: Average bond stress-displacement-relation for the load-free end in the pull-out-test (cube 40 mm, bond length 8 mm, 4 mm bars)

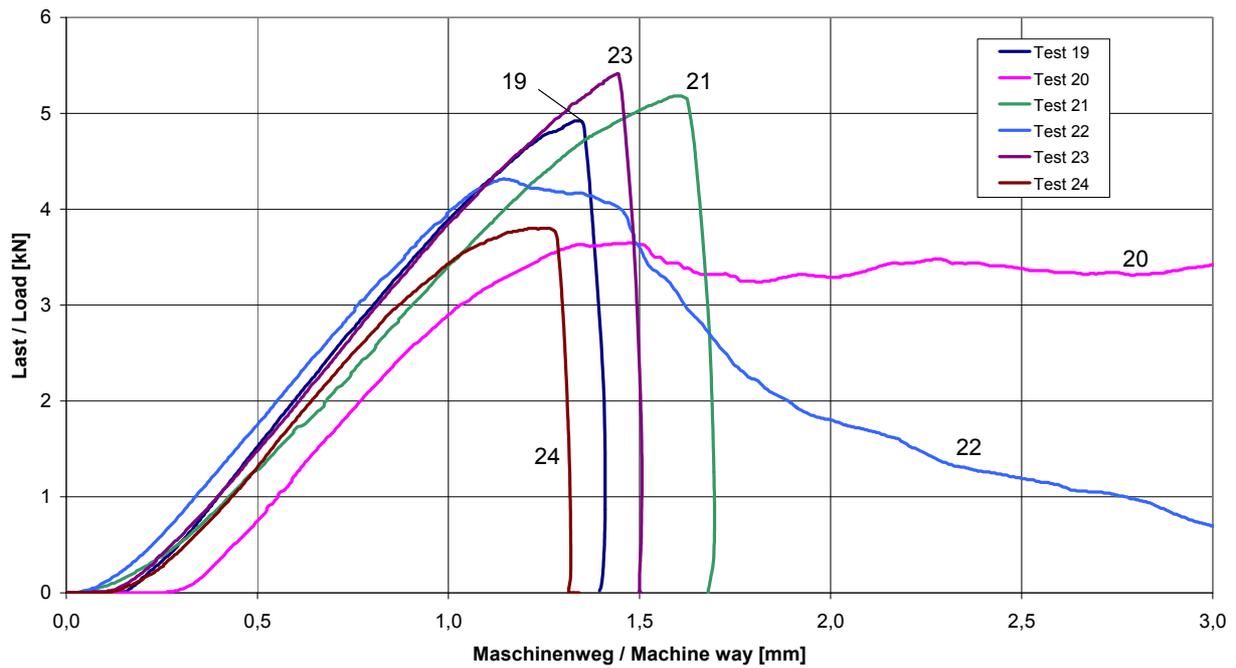


Bild A 3.3.4: Last-Maschinenweg-Beziehung im Verbundversuch
Fig. A 3.3.4: Load-machine way-relation in pull-out-test

Tabelle A 3.3.2: Festigkeitswerte aus Ausziehversuchen
Table A 3.3.2: Strength values from pull-out-tests

Maße: Kantenlänge Würfel, Stab-Ø, Ver- bundlänge size: length of cube, Ø bar, bond length	Herstell- datum date of fabrication	Prüfdatum date of test	Rechenwert der Verbundspannung bond strength							
			Alter age	Einzelwerte single values			Mittelwert average value	Standard- abweichung standard deviation	Variations- koeff. coefficient of variation	Charakterist. Wert charact. value
[mm]	[-]	[-]	[d]	[N/mm ²]			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[N/mm ²]
40 / 4 / 8	08.04.2002	06.05.2002	28	48,94 (x)	36,31	51,53 (x)	45,23	7,308	0,162	33,21
				42,97	53,81 (x)	37,80 (x)				

(x) Spalten der Probe (kein Verbundversagen) / splitting of specimen (no bond failure)

Zentrische Zugversuche mit Fugen / Axial tensile tests with joints:

Flachprobe mit Fuge / bone-shaped specimen with joint: 5,62 N/mm² (4,75 - 6,35 N/mm²)

Druckfestigkeit / compressive strength (Würfel / cube 100 mm):

Versuchskörper (ohne Fuge) / specimens (without joint) 7 - 9: 168,6 N/mm²

Versuchskörper (ohne Fuge) / specimens (without joint) 10 - 12: 165,4 N/mm²

Fugen / joints: 150,9 N/mm²

Spaltzugfestigkeit / splitting tensile strength (Prisma / prism 200 · 100 · 100 mm):

Versuchskörper (ohne Fuge) / specimens (without joint) 7 - 9: 21,45 N/mm²

Versuchskörper (ohne Fuge) / specimens (without joint) 10 - 12: 20,46 N/mm²

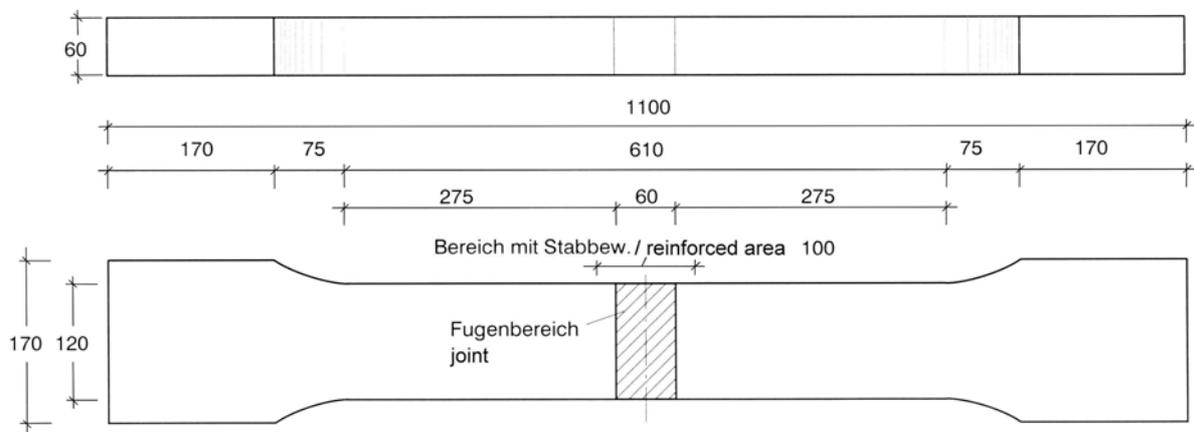


Bild A 3.3.5: Versuchskörperabmessungen für zentr. Zugversuch mit Fuge (Flachprobe)
 Fig. A 3.3.5: Dimensions of bone-shaped specimen with joint 60 mm for axial tensile test

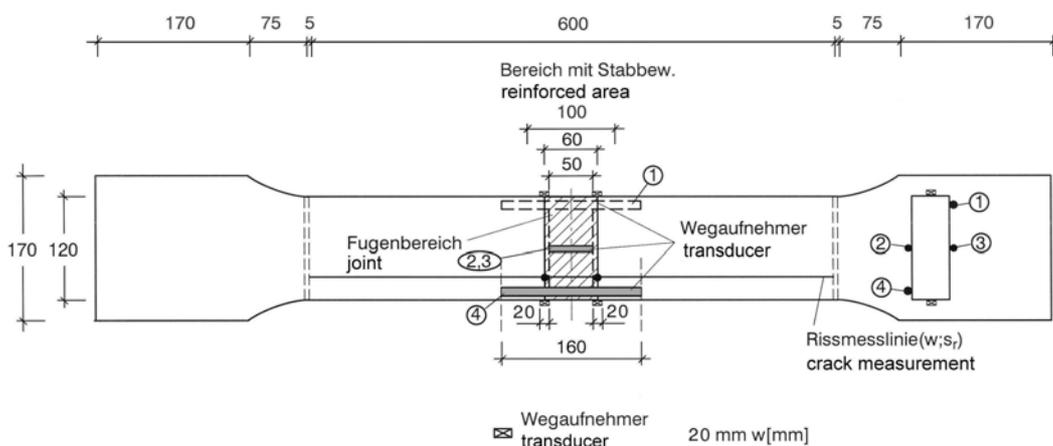


Bild A 3.3.6: Messeinrichtung für die Fugenversuche
 Fig. A 3.3.6: Measurements for the tests on joints

Versuchskörper mit Stabstahl \varnothing 4 mm und Fuge 60 mm
Specimen with bars 4 mm \varnothing and joint 60 mm

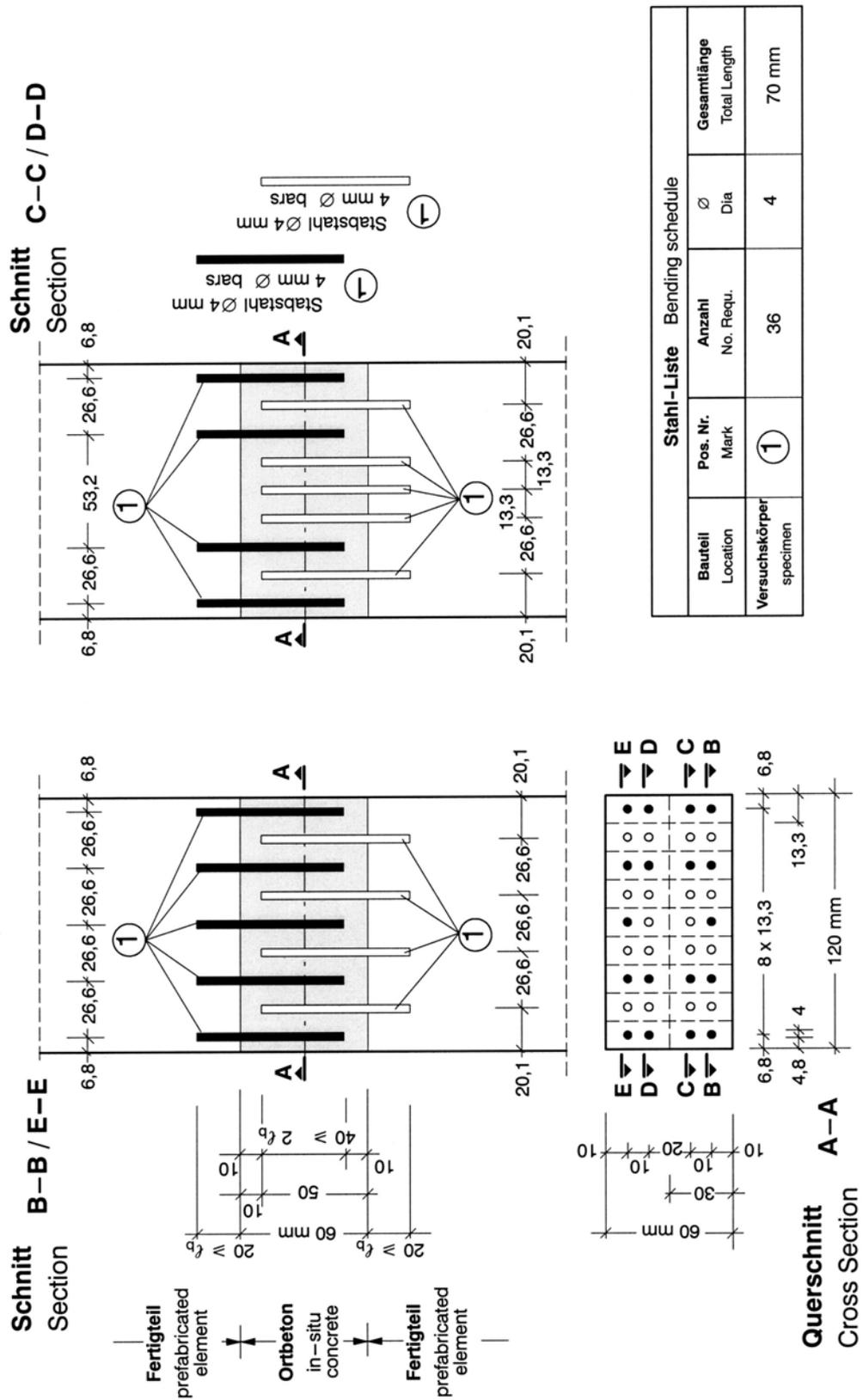


Bild A 3.3.7: Detail Fugenbewehrung
Fig. A 3.3.7: Detail reinforcement in joint

Tabelle A 3.3.3: Lasten und Ort des Versagensrisses für die Flachproben mit Fuge unter Zug
 Table A 3.3.3: Loads and location of main crack for the bone-shaped specimens with joints in axial tension test

Nr. No.	Herstelldatum date of fabrication	Prüfdatum date of testing	Alter Age [d]	Höchstlast Maximum load		Maschinenweg s = 2 mm machine way s = 2 mm		Lage des Risses Location of crack
				max. F [kN]	max. σ [MPa]	F [kN]	f_{ct} [MPa]	
7	20.02.2002	09.04.2002	48	44,4	6,17	13,7	1,90	(1)
8	20.02.2002	11.04.2002	50	41,7	5,79	15,4	2,14	(1)
9	20.02.2002	15.04.2002	54	41,5	5,76	24,6	3,42	(1)
10	07.03.2002	16.04.2002	40	45,6	6,35	31,0	4,32	(1)
11	07.03.2002	17.04.2002	41	35,2	4,90	22,2	3,10	(1)
12	07.03.2002	18.04.2002	42	34,2	4,75	18,4	2,56	(1)
Mittelwert / mean value				40,4	5,62	20,9	2,91	
Maximalwert / highest value				45,6	6,35	31,0	4,32	
Minimalwert / lowest value				34,2	4,75	13,7	1,90	
Standardabweichung / standard deviation				4,720	0,657	6,414	0,897	
Variationskoeffizient / coefficient of variation				0,117	0,117	0,307	0,308	

(1) Bewehrungsende / end of reinforcement

Alle Risse am Bewehrungsende, da dort Spannungsspitze. / All cracks at the end of the reinforcement because of the stress peak.

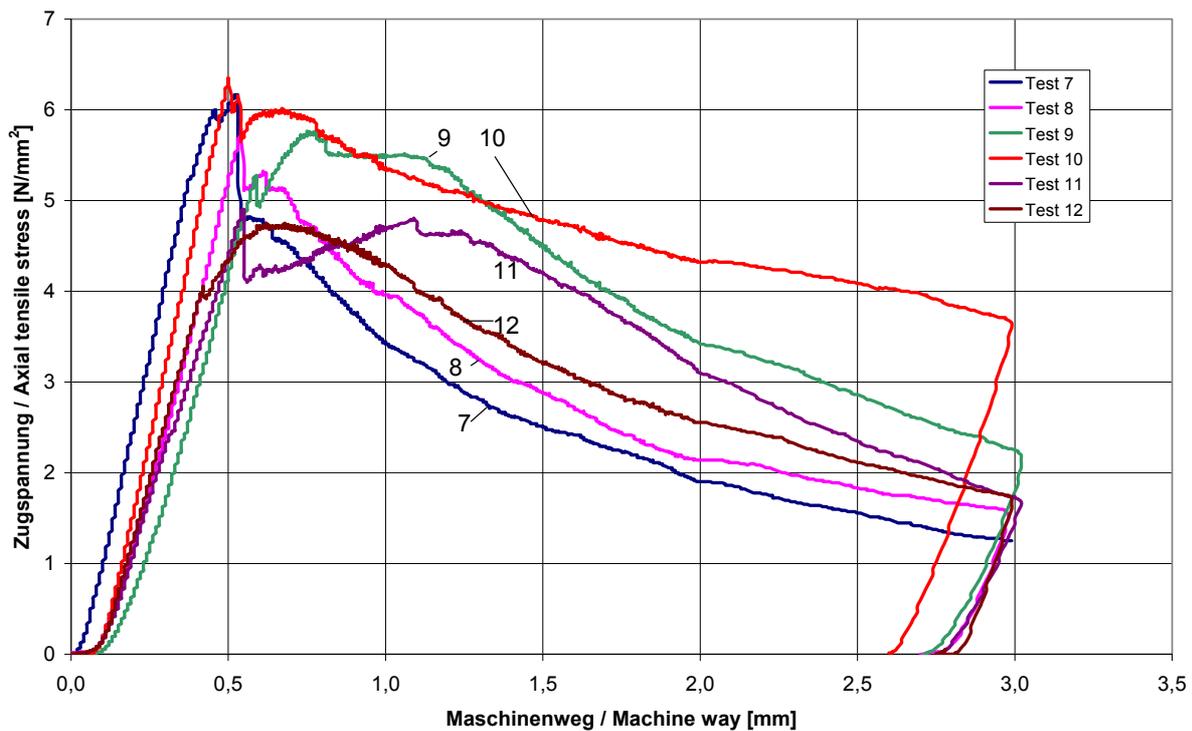


Bild A 3.3.8: Zugspannungs-Maschinenwegs-Beziehung für die Flachproben mit Fugen

Fig. A 3.3.8: Axial tensile stress-machine way-relation for the bone-shaped specimens with joints

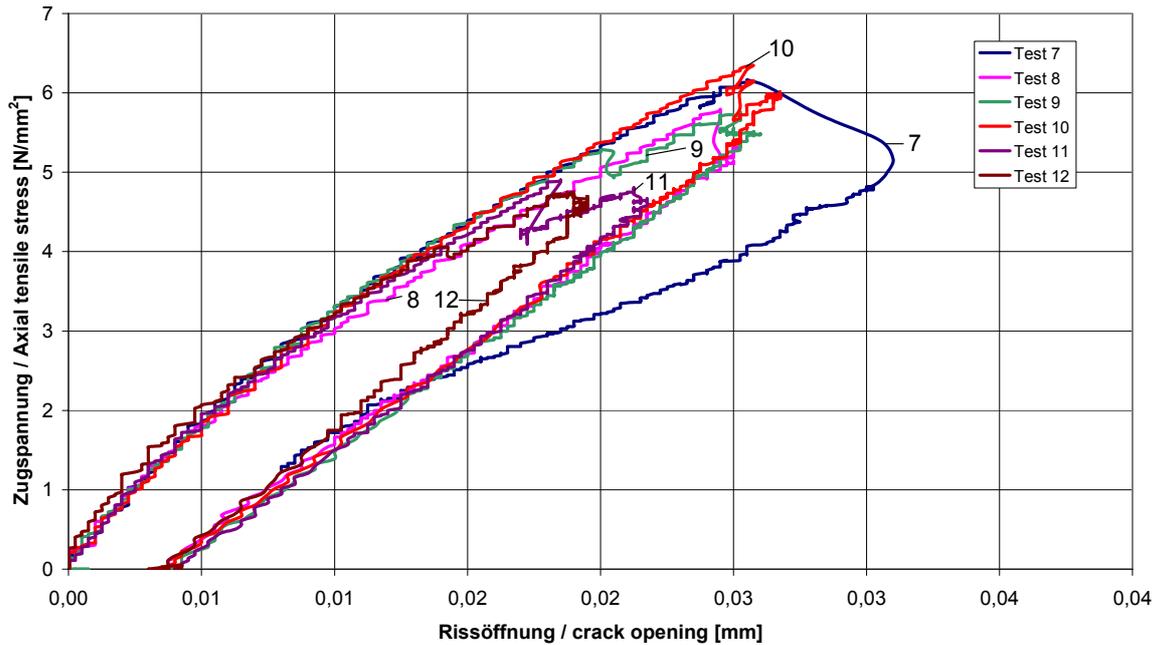


Bild A 3.3.9: Rissöffnung in den Betonierfugen (Mittelwert aus 4 Einzelmessungen) bei den Flachproben mit Fugen (Messlänge 20 mm)
Fig. A 3.3.9: Crack opening in joints (average value out of 4) for the bone-shaped (membrane) specimens with joints (measuring length 20 mm)

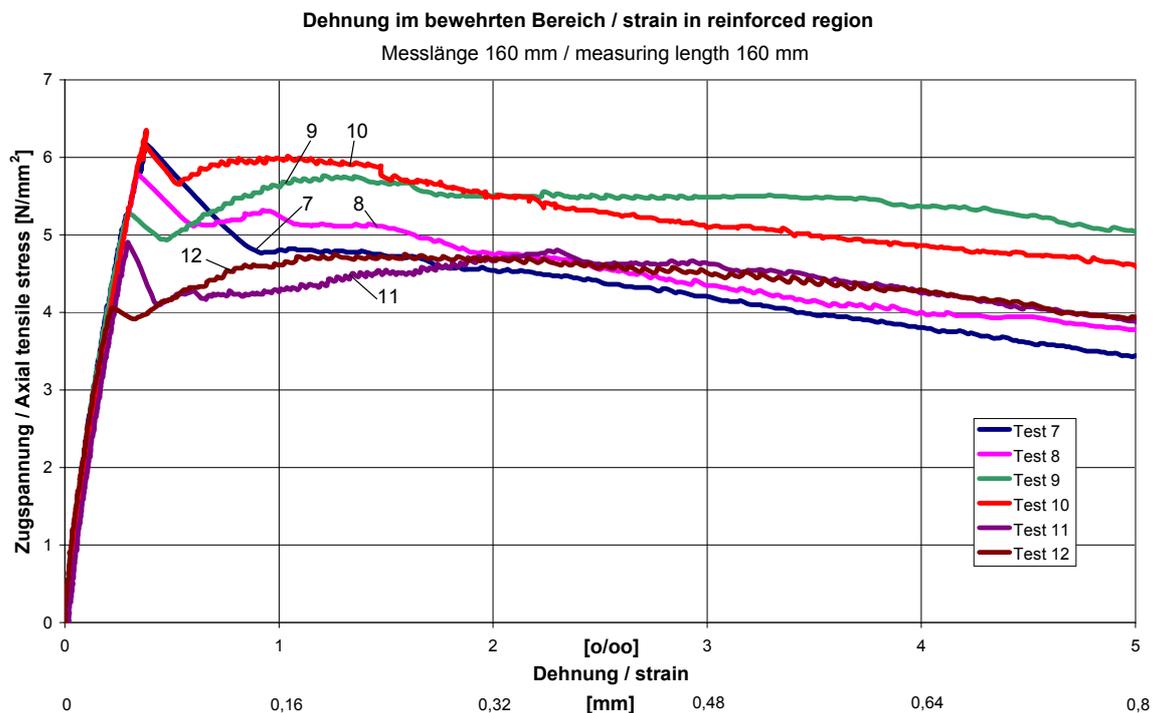


Bild A 3.3.10: Zugspannungs-Dehnungs-Beziehung im bewehrten Bereich für die Flachproben mit Fugen im zentralen Zugversuch
Fig. A 3.3.10: Axial tensile stress-strain-relation in the reinforced area for bone-shaped (membrane) specimens with joints

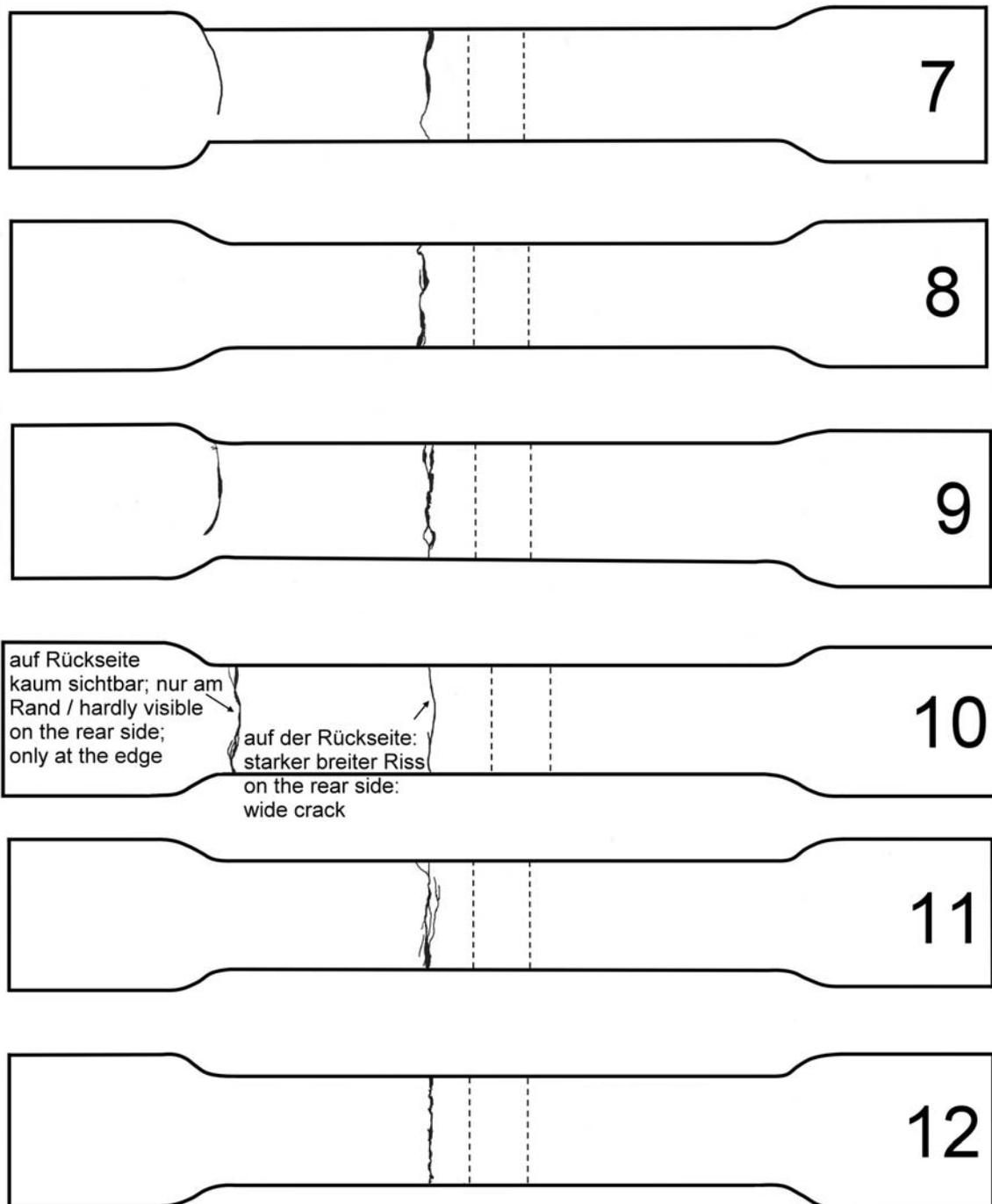
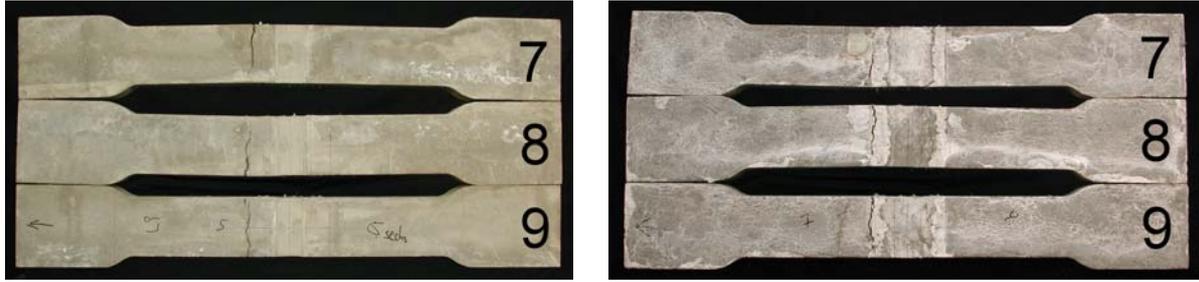
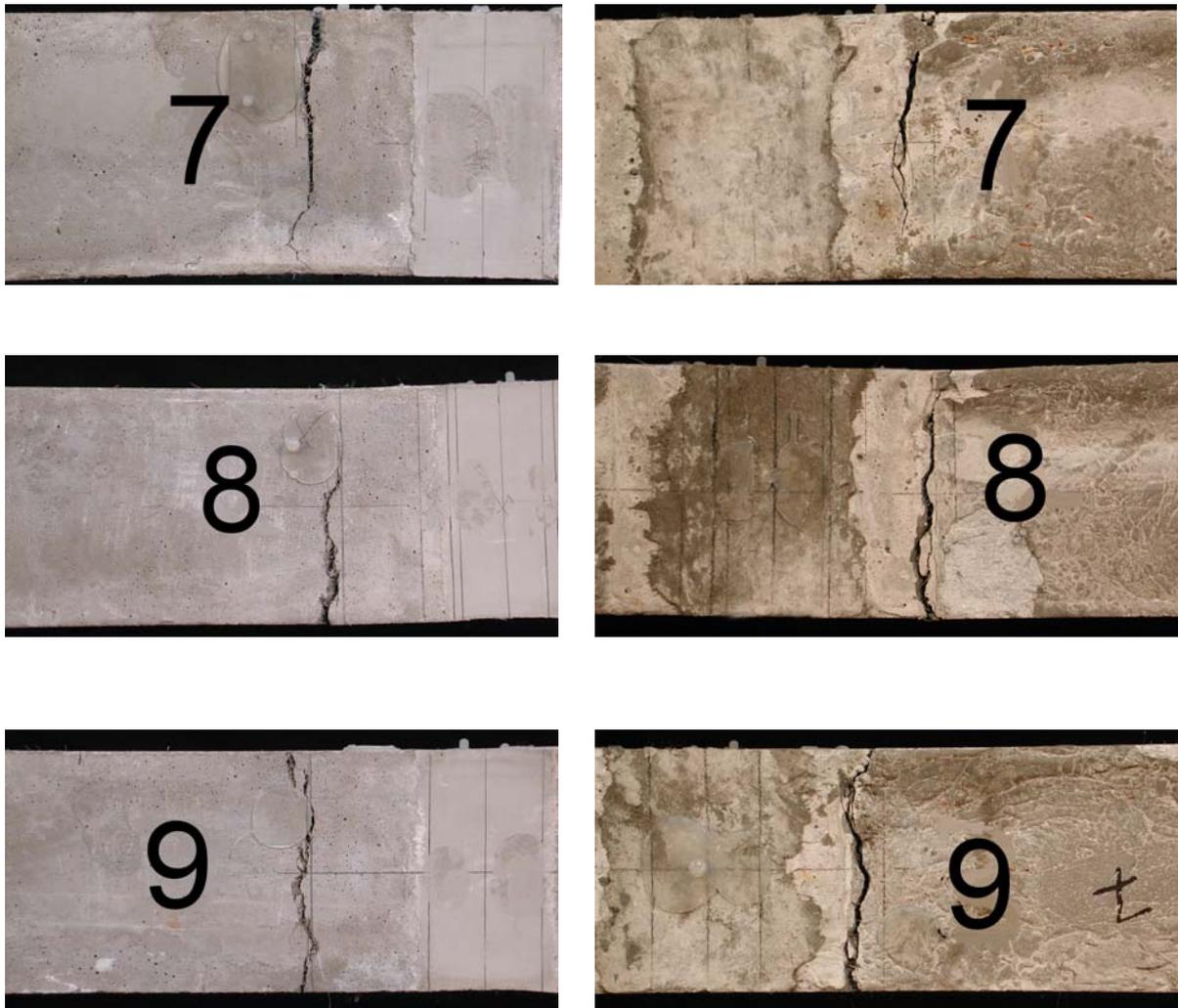


Bild A 3.3.11: Rissbilder der Flachproben mit Fuge nach zentrischem Zugversuch

Fig. A 3.3.11: Crack pattern of the bone-shaped (membrane) specimens with joints after axial tensile test

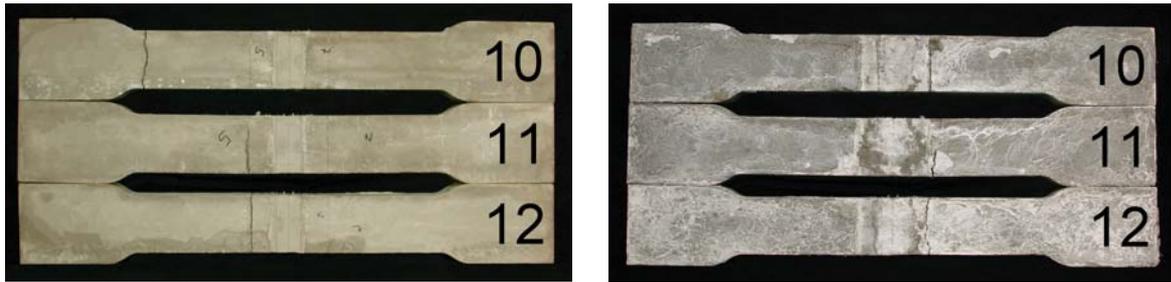


a) Gesamtansicht: Vorder- und Rückseite / general view: front and rear side



b) Details Vorder- und Rückseite / Details front and rear side

Bild A 3.3.12: Flachproben 7-9 mit Fuge nach zentrischem Zugversuch
Fig. A 3.3.12: Bone-shaped specimens 7-9 with joint after axial tensile test



a) Gesamtansicht: Vorder- und Rückseite / general view: front and rear side



b) Details Vorder- und Rückseite / Details front and rear side

Bild A 3.3.13: Flachproben 10-12 mit Fuge nach zentrischem Zugversuch

Fig. A 3.3.13: Bone-shaped specimens 10-12 with joint after axial tensile test

Zentrische Zugversuche mit Fugen aus Ductal ohne Fasern / Axial tensile tests with joints made out of Ductal without fibres:

Flachprobe mit Fuge / bone-shaped specimen with joint: $8,24 \text{ N/mm}^2 (7,67 - 9,06 \text{ N/mm}^2)$

Druckfestigkeit / compressive strength (Würfel / cube 100 mm):

Versuchskörper (ohne Fuge) / specimens (without joint): $170,8 \text{ N/mm}^2$

Fugen (ohne Fasern) / joints (without fibres): $137,8 \text{ N/mm}^2$

Spaltzugfestigkeit / splitting tensile strength (Prismen / prisms $200 \cdot 100 \cdot 100 \text{ mm}$):

Versuchskörper (ohne Fuge) / specimens (without joint): $23,9 \text{ N/mm}^2$

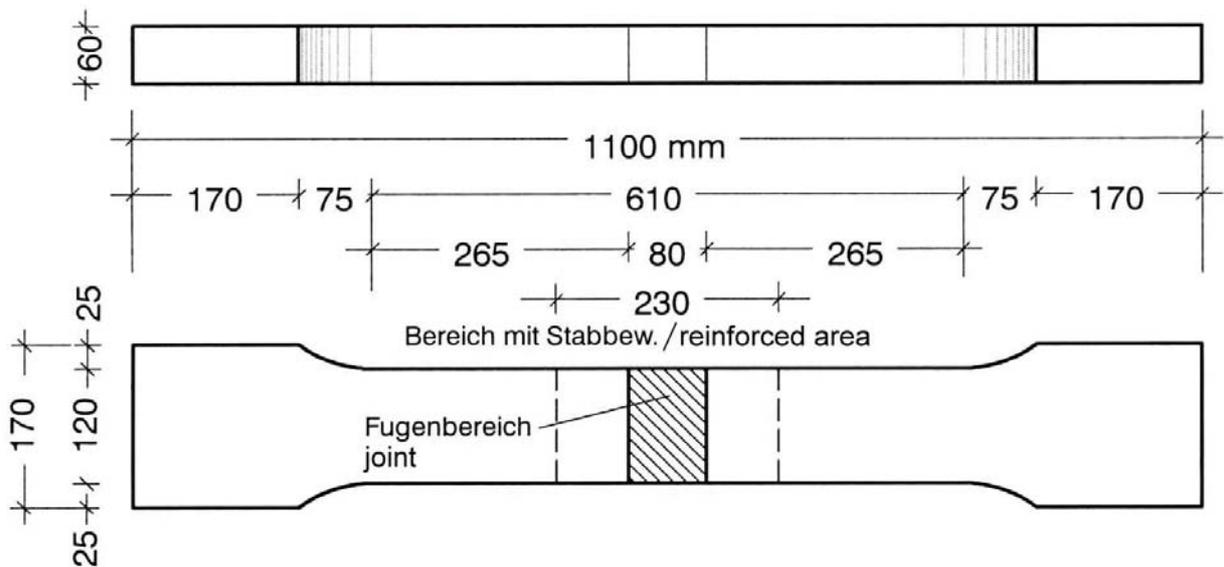


Bild A 3.3.14: Versuchs-körperabmessungen für zentr. Zugversuch mit Fuge (Flachprobe)
Fig. A 3.3.14: Dimensions of bone-shaped specimen with joint 80 mm for axial tensile test

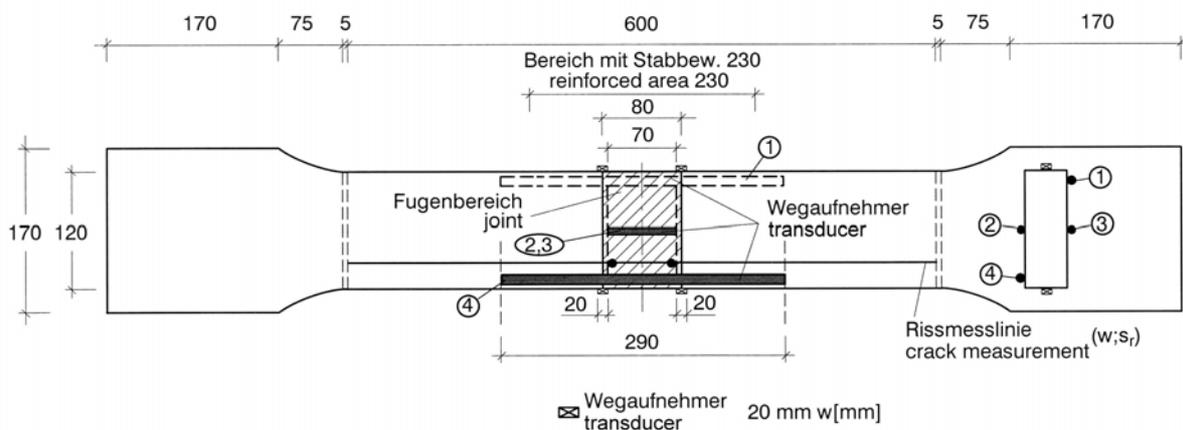


Bild A 3.3.15: Messeinrichtung für die Fugenversuche
Fig. A 3.3.15: Measurements for the tests on joints

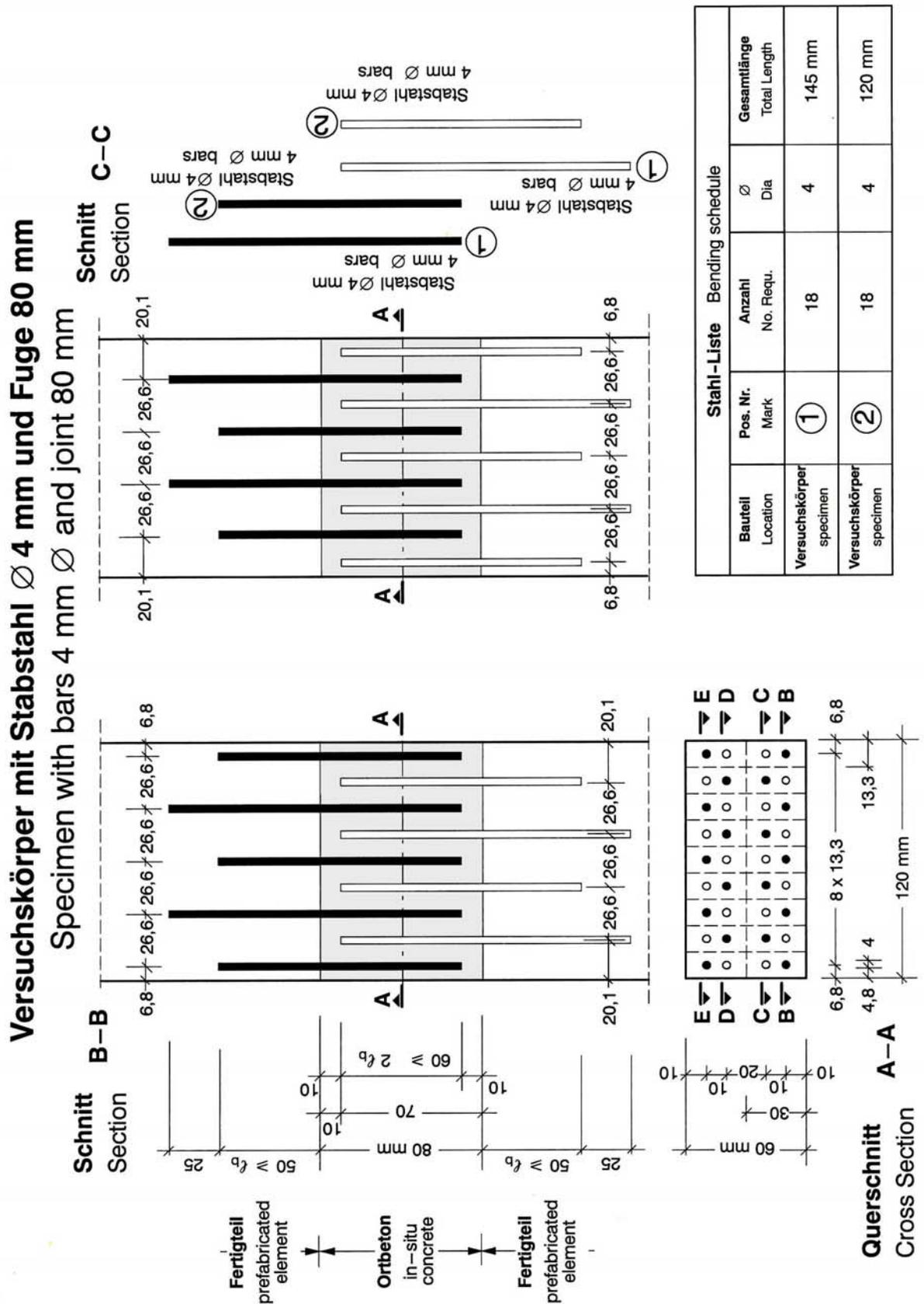


Bild A 3.3.16 a: Detail Fugenbewehrung
Fig. A 3.3.16 a: Detail reinforcement in joint

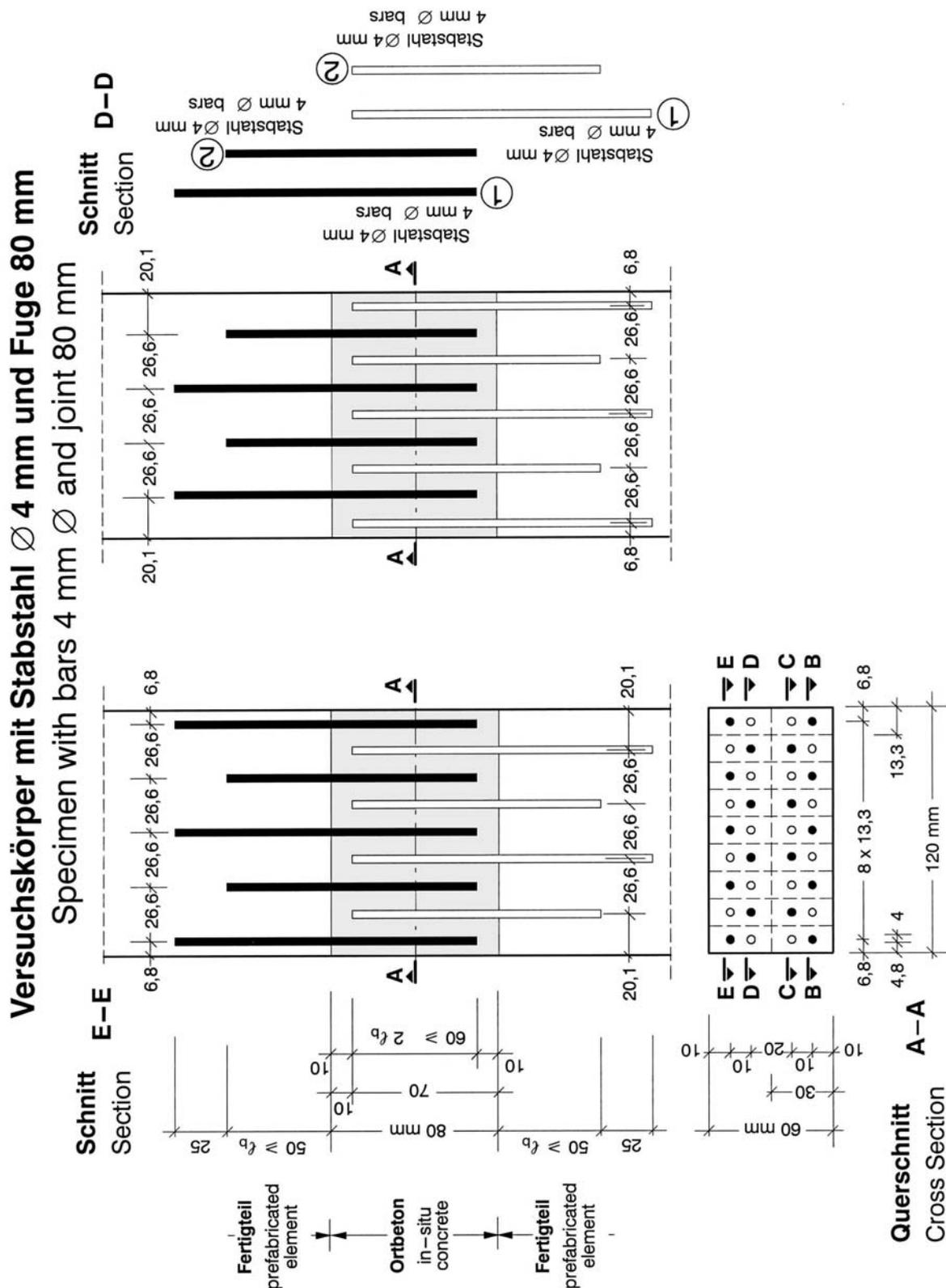


Bild A 3.3.16 b: Detail Fugenbewehrung
 Fig. A 3.3.16 b: Detail reinforcement in joint

Tabelle A 3.3.4: Lasten und Ort des Versagensrisses für die Flachproben mit Fuge unter Zug
 Table A 3.3.4: Loads and location of main crack for the bone-shaped specimens with joints in axial tension test

Nr. No.	Herstelldatum date of fabrication	Prüfdatum date of testing	Alter Age [d]	Höchstlast Maximum load		Maschinenweg s = 2 mm machine way s = 2 mm		Lage des Risses Location of crack
				max. F [kN]	max. σ [MPa]	F [kN]	f_{ct} [MPa]	
7	04.06.2002	03.07.2002	29	55,2	7,67	27,7	3,85	(1)
8	04.06.2002	04.07.2002	30	57,5	7,99	27,0	3,75	(1)
9	04.06.2002	04.07.2002	30	65,2	9,06	39,4	5,47	(1)
Mittelwert / mean value				59,3	8,24	31,4	4,36	
Maximalwert / highest value				65,2	9,06	39,4	5,47	
Minimalwert / lowest value				55,2	7,67	27,0	3,75	
Standardabweichung / standard deviation				5,237	0,728	6,966	0,965	
Variationskoeffizient / coefficient of variation				0,088	0,088	0,222	0,222	

(1) Übergangsbereich / beginning of wider area of specimen

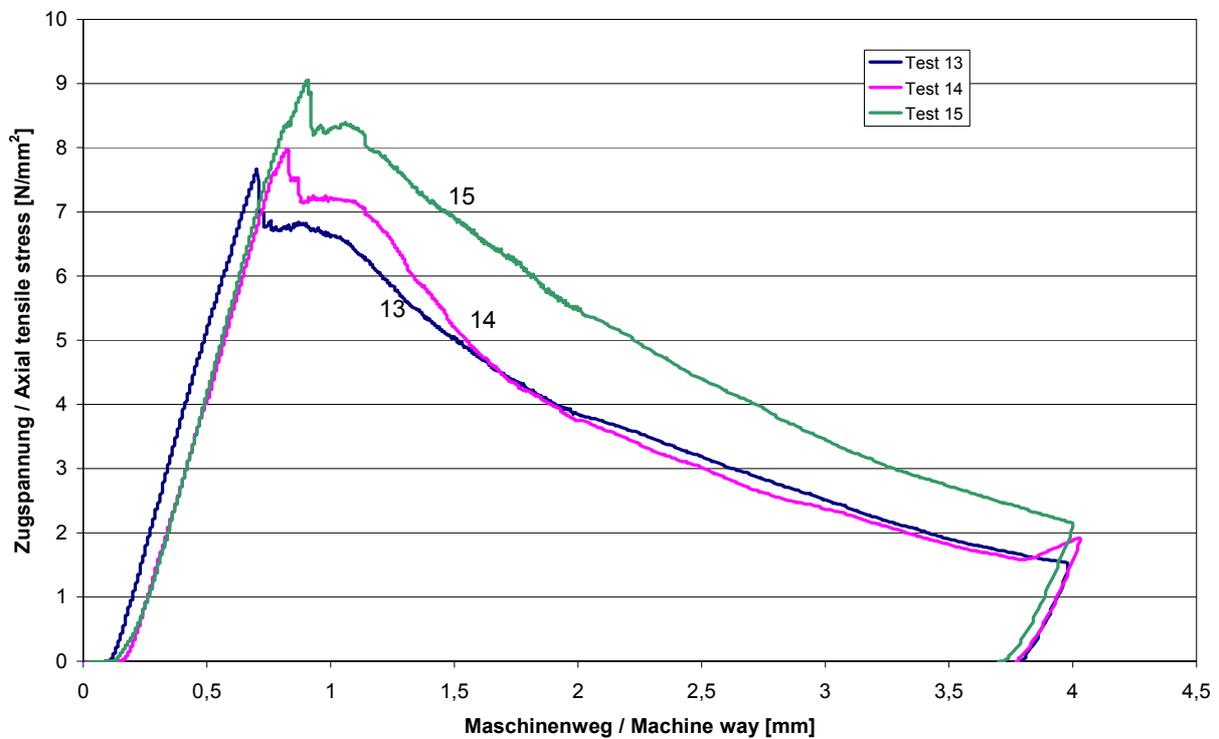


Bild A 3.3.17: Zugspannungs-Maschinenwegs-Beziehung für die Flachproben mit Fugen
 Fig. A 3.3.17: Axial tensile stress-machine way-relation for the bone-shaped specimens with joints

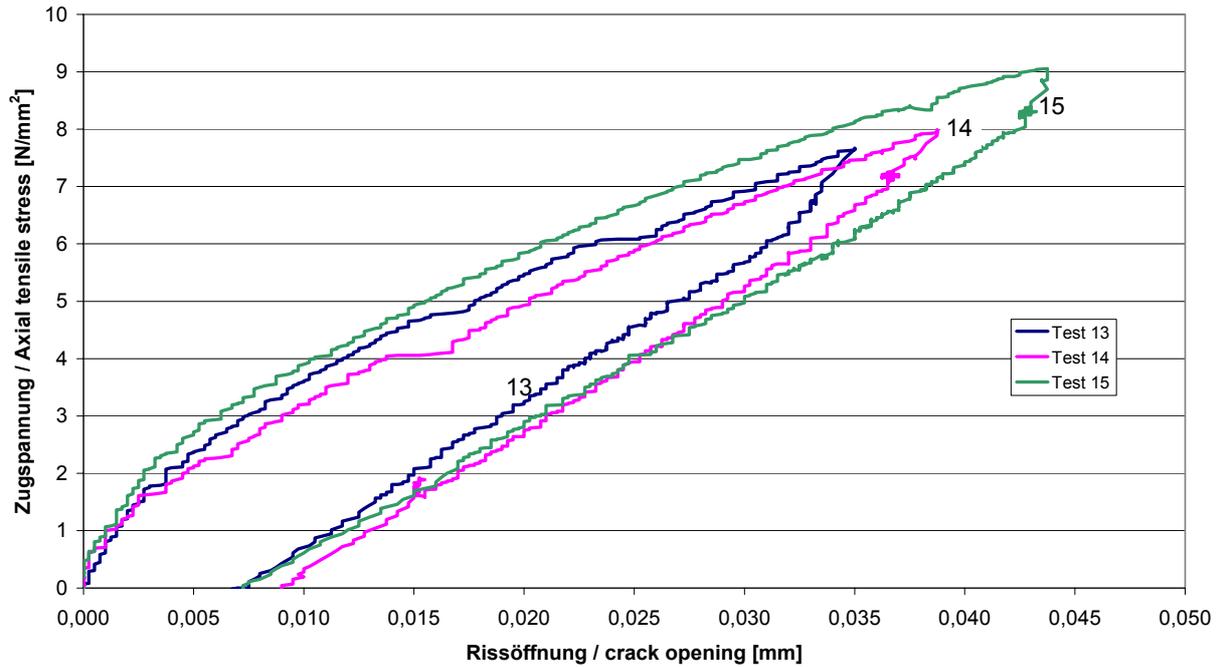


Bild A 3.3.18: Rissöffnung in den Betonierfugen (Mittelwert aus 4 Einzelmessungen) bei den Flachproben mit Fugen (Messlänge 20 mm)
Fig. A 3.3.18: Crack opening in joints (average value out of 4) for the bone-shaped (membrane) specimens with joints (measuring length 20 mm)

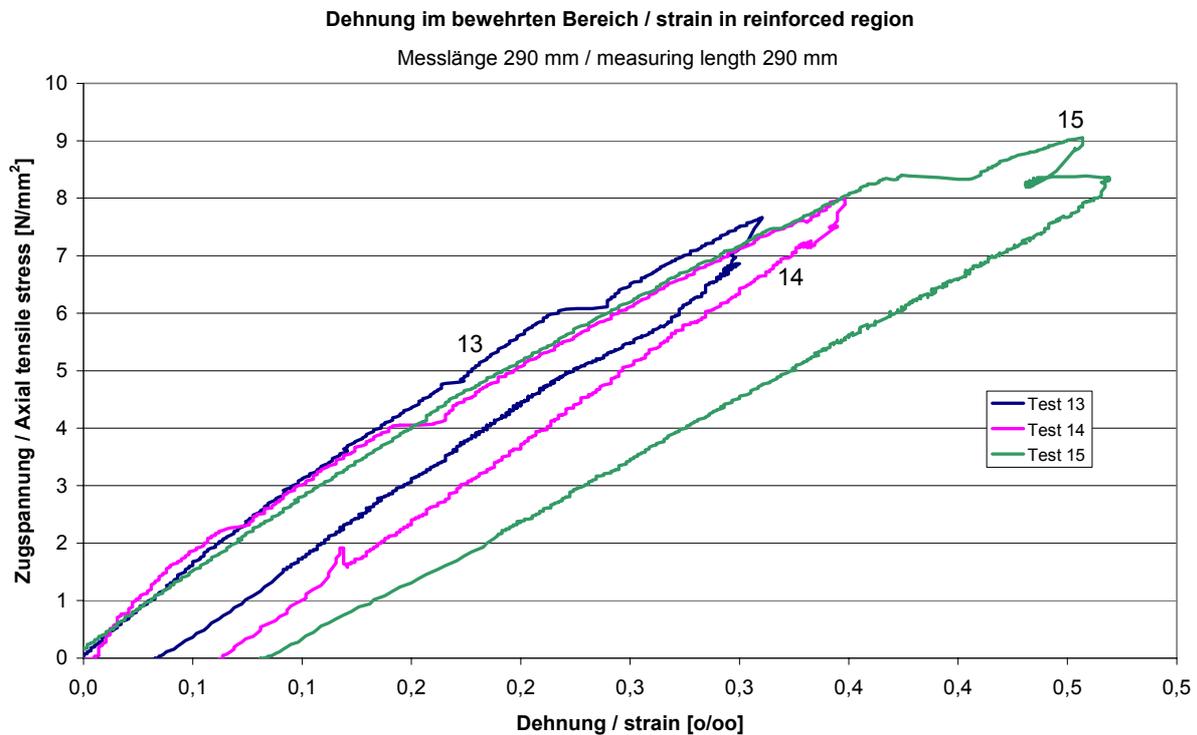


Bild A 3.3.19: Zugspannungs-Dehnungs-Beziehung im bewehrten Bereich für die Flachproben mit Fugen im zentralen Zugversuch
Fig. A 3.3.19: Axial tensile stress-strain-relation in the reinforced area for bone-shaped (membrane) specimens with joints

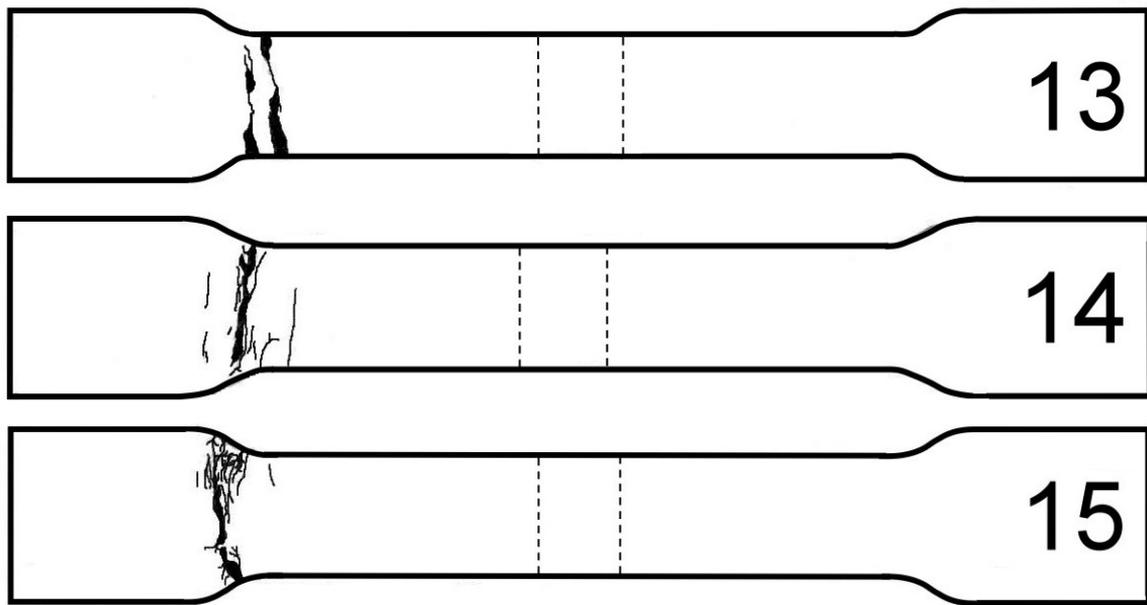
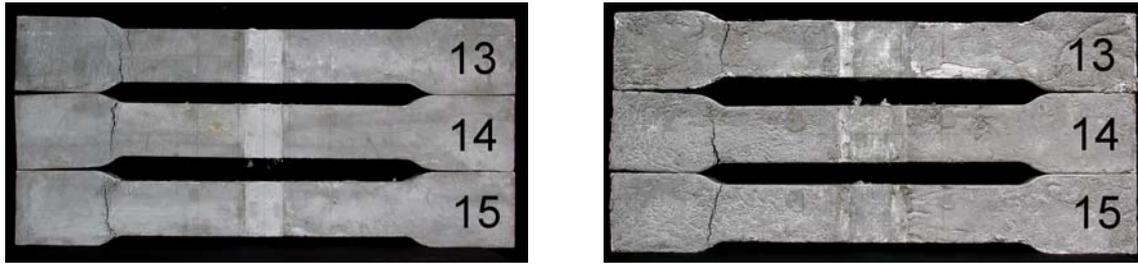
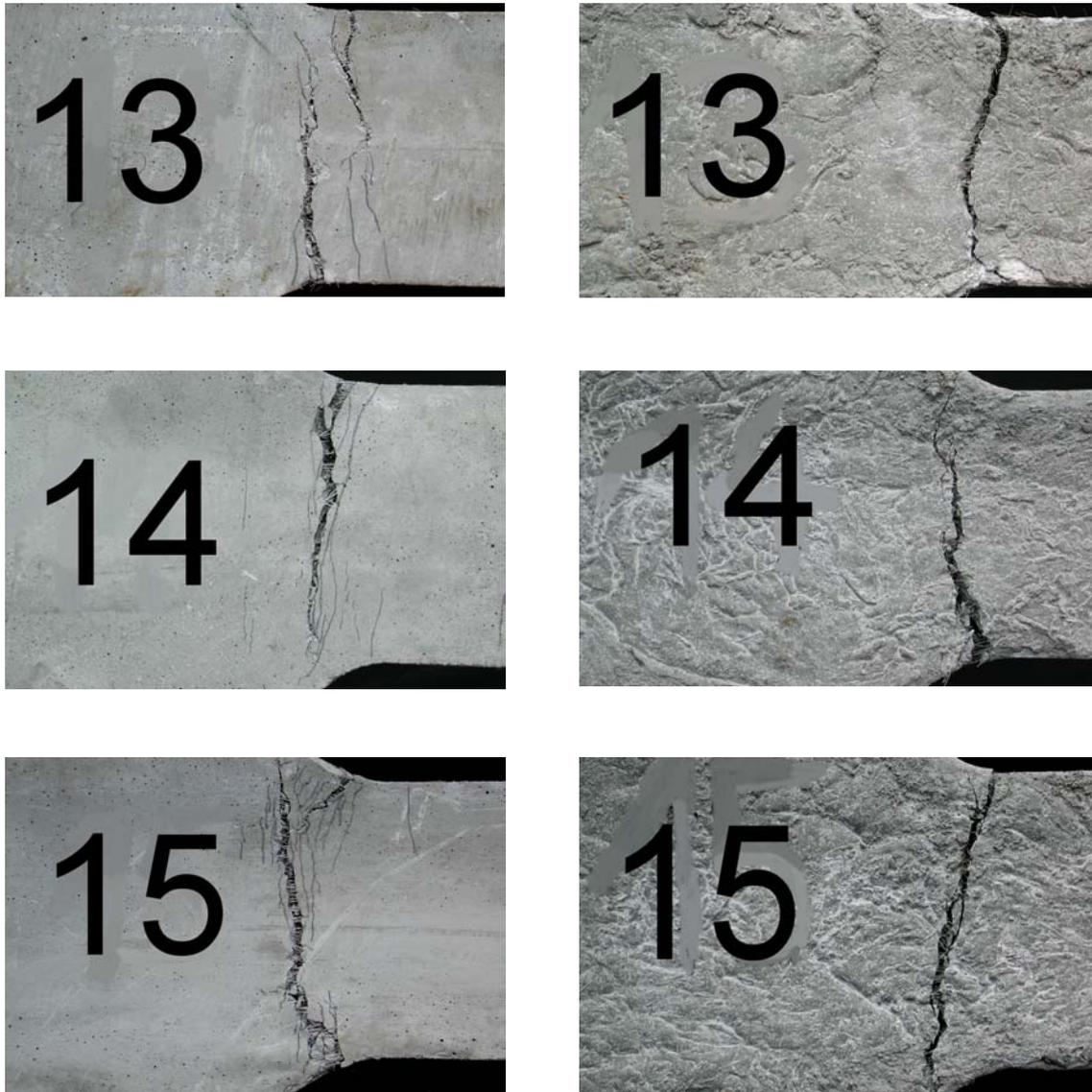


Bild A 3.3.20: Rissbilder der Flachproben mit Fuge nach zentrischem Zugversuch
Fig. A 3.3.20: Crack pattern of the bone-shaped (membrane) specimens with joints after axial tensile test



a) Gesamtansicht: Vorder- und Rückseite / general view: front and rear side



b) Details Vorder- und Rückseite / Details front and rear side

Bild A 3.3.21: Flachproben 13 – 15 mit Fuge nach zentrischem Zugversuch
Fig. A 3.3.21: Bone-shaped specimens 13 – 15 with joint after axial tensile test

Übersicht über die zugehörigen Festigkeitswerte / Summary of the accompanying strength values

Tabelle A 3.3.5: Druckfestigkeit von Ductal® mit Fasern

Table A 3.3.5: Compressive strength of Ductal® with fibres

Maße: Kantenlänge Würfel size: length of cube	Herstell- datum date of fabrication	Prüfdatum date of test	Druckfestigkeit compressive strength						
			Alter / age	Einzelwerte single values			Mittelwert average value	Standardabweichung / standard deviation	Variationskoeff. coefficient of variation
[mm]	[-]	[-]	[d]	[N/mm ²]			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]
100	20.02.2002	27.03.2002	35	170,4	166,7	-	168,55	2,62	0,016
100	07.03.2002	04.04.2002	28	166,9	162,6	166,6	165,37	2,40	0,015
100	19.03.2002	16.04.2002	28	156,44	148,9	147,33	150,89	4,87	0,032
100	04.06.2002	04.07.2002	30	169,9	172,7	169,8	170,80	1,65	0,010

Tabelle A 3.3.6: Druckfestigkeit von Ductal® ohne Fasern

Table A 3.3.6: Compressive strength of Ductal® without fibres

Maße: Kantenlänge Würfel size: length of cube	Herstell- datum date of fabrication	Prüfdatum date of test	Druckfestigkeit compressive strength						
			Alter / age	Einzelwerte single values			Mittelwert average value	Standardabweichung / standard deviation	Variationskoeff. coefficient of variation
[mm]	[-]	[-]	[d]	[N/mm ²]			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]
100	08.04.2002	06.05.2002	28	119,22	134,85	130,7	128,26	8,10	0,063
100	12.06.2002	05.07.2002	23	151,49	128,51	133,47	137,82	12,09	0,088

Tabelle A 3.3.7: Spaltzugfestigkeit von Ductal® mit Fasern

Table A 3.3.7: Splitting tensile strength of Ductal® with fibres

Maße Prisma size of prism	Herstell- datum date of fabrication	Prüfdatum date of test	Spaltzugfestigkeit tensile splitting strength						
			Alter / age	Einzelwerte single values			Mittelwert average value	Standardabweichung / standard deviation	Variationskoeff. coefficient of variation
[mm]	[-]	[-]	[d]	[N/mm ²]			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]
200 * 100 * 100	20.02.2002	27.03.2002	35	22,00	22,68	19,66	21,45	1,58	0,074
200 * 100 * 100	07.03.2002	04.04.2002	28	21,50	20,76	19,12	20,46	1,22	0,060
200 * 100 * 100	04.06.2002	04.07.2002	30	24,96	22,71	23,99	23,89	1,13	0,047

Tabelle A 3.3.8: Spaltzugfestigkeit von Ductal® ohne Fasern

Table A 3.3.8: Splitting tensile strength of Ductal® without fibres

Maße Prisma size of prism	Herstell- datum date of fabrication	Prüfdatum date of test	Spaltzugfestigkeit tensile splitting strength						
			Alter / age	Einzelwerte single values			Mittelwert average value	Standardabweichung / standard deviation	Variationskoeff. coefficient of variation
[mm]	[-]	[-]	[d]	[N/mm ²]			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]
200 * 100 * 100	08.04.2002	06.05.2002	28	6,39	7,10	6,56	6,68	0,37	0,055

Anhang 3.4:

Zusammenstellung Versuchsergebnisse BPR 1997/1998

- Herstellung durch Bouygues A 3.4-1
 - Druckfestigkeit A 3.4-1
 - Spaltzugfestigkeit A 3.4-3
 - Biegezugfestigkeit A 3.4-4
 - Zentrische Zugversuche A 3.4-6

- Herstellung durch OGI (Otto-Graf-Institut, Universität Stuttgart) A 3.4-6
 - Druckfestigkeit A 3.4-6
 - Biegezugfestigkeit A 3.4-8

Zusammenstellung Versuchsergebnisse BPR 1997/1998

BPR ist das Vorgängerprodukt von Ductal® - seinerzeit angeboten von der Firma Bouygues. Ductal® wird heute von Bouygues zusammen mit Lafarge und Rhodia angeboten.

BPR wurde im Normalfall von Bouygues wärmebehandelt.

Zusammenstellung der Versuchsergebnisse: Dipl.-Ing. (FH/TH) Achim Lichtenfels

A 3.4.1 Herstellung durch Bouygues

A 3.4.1.1 Druckfestigkeit

Prismendruckversuch am 14.10.1997 an E-Modul-Prismen

Tag der Herstellung: 17.09.1997

Prüfalter: 27 Tage

Nr.	Abmessungen in mm			G kg	F _u kN	ρ kg/m ³	f _c MPa
	a	b	l				
495458	100,4	100,3	194	4,8523	2120	2484	210,5
495459	99,6	100,3	196,2	4,8744	2081	2487	208,3
495460	99,8	100,7	195,3	4,8742	2302	2483	229,1
Mittelwerte						2485	216,0
Standardabweichung S _x = 9,33			f _{c0,05} = 201 MPa		f _{c0,95} = 231 MPa		

Prismendruckversuch am 15.01.1998 an E-Modul-Prismen

Tag der Herstellung: 20.10.1997

Prüfalter: 87 Tage

Nr.	Abmessungen in mm			G kg	F _u kN	ρ kg/m ³	f _c MPa
	a	b	l				
495464	98,5	99	198,9	4,904	2464,0	2528	252,7
495465	99,1	99,5	198,5	4,954	2458,0	2531	249,3
495466	100	100,5	199,3	5,043	2396,0	2518	238,4
Mittelwerte						2526	246,8
Standardabweichung S _x = 6,1			f _{c0,05} = 237 MPa		f _{c0,95} = 257 MPa		

Würfeldruckversuch am 14.10.1997
Tag der Herstellung: 14.09.1997

Prüfalter: 27 Tage

Nr.	Abmessungen in mm			G kg	F _u kN	ρ kg/m ³	f _{c,cube} MPa
	b	d	h				
4902.32	101	100	100	2,533	2355	2508	233,2
4902.33	100	101	100	2,488	2305	2463	228,2
4902.34	101	98	100	2,463	2150	2488	217,2
Mittelwerte						2487	226,2
Standardabweichung S _x = 6,68			f _{c0,05,cube} = 215 MPa		f _{c0,95,cube} = 237 MPa		

Würfeldruckversuch am 14.01.1998
Tag der Herstellung: 20.10.1997

Prüfalter: 86 Tage

Nr.	Abmessungen in mm			G kg	F _u kN	ρ kg/m ³	f _{c,cube} MPa
	b	d	h				
495458	100	100	100	2,510	2318,0	2510	231,8
495459	100	100	100	2,522	2368,0	2522	236,8
495460	100	100	100	2,540	2319,0	2540	231,9
Mittelwerte						2524	233,5
Standardabweichung S _x = 2,33			f _{c0,05,cube} = 230 MPa		f _{c0,95,cube} = 237 MPa		

Zylinderdruckversuch am 14.10.1998
Tag der Herstellung: 17.09.1997

Prüfalter: 27 Tage

Nr.	Abmessungen in mm			G kg	F _u kN	ρ kg/m ³	f _{c,cyl} MPa
		Ø	h				
4902.8		70	135	1,291	673,5	2484	175,0
4902.11		70	137	1,306	741,5	2477	192,7
4902.16		70	136	1,304	723,0	2491	187,9
Mittelwerte						2484	185,2
Standardabweichung S _x = 7,47			f _{c0,05,cyl} = 173 MPa		f _{c0,95,cyl} = 197 MPa		

Zylinderdruckversuch am 14.01.1998

Tag der Herstellung: 20.10.1997

Prüfalter: 86 Tage

Nr.	Abmessungen in mm			G kg	F _u kN	ρ kg/m ³	f _{c,cyl} MPa
	Ø	h					
495407	70	141		1,380	936,0	2543	243,2
495408	70	141		1,377	934,0	2537	242,7
495410	70	140,5		1,368	976,0	2530	253,6
Mittelwerte						2537	246,5
Standardabweichung S _x = 5,02			f _{c0,05,cyl} = 238 MPa		f _{c0,95,cyl} = 255 MPa		

A 3.4.1.2 Spaltzugfestigkeit

Spaltzugversuch an Prismen am 15.10.1997

Tag der Herstellung: 17.09.1997

Prüfalter: 28 Tage

Nr.	Abmessungen in mm			G kg	F _u kN	ρ kg/m ³	f _{ct,sp} MPa
	a	b	l				
4899.36	99,5	100	200	4,951	392,8	2488	25,3
4902.36	100	99,5	198,5	4,915	403,3	2489	25,9
4902.37	102	100	201	5,080	381,0	2478	23,9
Mittelwerte						2485	25,0
Standardabweichung S _x = 0,84			f _{ct,sp,0,05} = 23,6 MPa		f _{ct,sp,0,95} = 26 MPa		

Spaltzugversuch an Prismen am 15.01.1998

Tag der Herstellung: 20.10.1997

Prüfalter: 87 Tage

Nr.	Abmessungen in mm			G kg	F _u kN	ρ kg/m ³	f _{ct,sp} MPa
	b	d	l				
495461	101	100	201	5,082	664,2	2503	42,1
495462	100	100	200	5,039	557,7	2519	35,7
495463	103	100	200	5,123	602,0	2487	37,4
Mittelwerte						2503	38,4
Standardabweichung S _x = 2,71			f _{ct,sp,0,05} = 34 MPa		f _{ct,sp,0,95} = 43 MPa		

A 3.4.1.3 Biegezugfestigkeit

Biegezugversuch an Prismen am 15.10.1997

Tag der Herstellung: 17.09.1997

Prüfalter: 28 Tage

3-Punkt-Versuch

Stützweite: 0,10 m

Nr.	Abmessungen in mm			G	F _u	ρ	f _{ct,fl}
	a	b	l	kg	kN	kg/m ³	MPa
4902.17	39,5	40	160	0,6407	12,30	2534	29,2
4902.18	39	40	160	0,6369	15,47	2552	37,2
4902.19	39,5	40	160	0,6275	15,02	2482	35,6
4902.22	40,5	40	160	0,6457	15,98	2491	37,0
4902.23	40,5	40	160	0,6502	15,40	2508	35,6
4902.24	41	40	160	0,6644	13,09	2502	29,6
Mittelwerte						2512	34,0
Standardabweichung S _x = 3,34				f _{ct,fl,0,05} = 28,5 MPa		f _{ct,fl,0,95} = 39,5 MPa	

Biegezugversuch an Prismen am 11.11.1997

Tag der Herstellung: 17.09.1997

Prüfalter: 55 Tage

4-Punkt-Versuch

Stützweite: 0,15 m

Nr.	Abmessungen in mm			G	F _u	ρ	f _{ct,fl}
	b	d	l	kg	kN	kg/m ³	MPa
4902.29	40	39,5	160	0,6239	12,36	2468	29,7
4902.31	40	39	160	0,6124	11,68	2454	28,8
Mittelwerte						2461	29,3
Standardabweichung S _x = 0,45				f _{ct,fl,0,05} = 28,6 MPa		f _{ct,fl,0,95} = 30 MPa	

Biegezugversuch an Prismen am 22.01.1998

Tag der Herstellung: 20.10.1997

Prüfalter: 94 Tage

4-Punkt-Versuch

Stützweite: 0,15 m

Nr.	Abmessungen in mm			G	F _u	ρ	f _{ct,fl}
	b	d	l	kg	kN	kg/m ³	MPa
495416	40	41	160,5	0,663	17,07	2519	38,1
495417	40	41	160,5	0,6638	16,59	2522	37,0
495418	40,5	41	161	0,6853	19,92	2563	43,9
495425	40	41	160,5	0,6637	18,03	2521	40,2
495426	40	40,5	160	0,6522	16,84	2516	38,5
465427	40	42	160	0,6831	19,18	2541	40,8
Mittelwerte						2531	39,7
Standardabweichung S _x = 2,25				f _{ct,fl,0,05} = 36 MPa		f _{ct,fl,0,95} = 43,4 MPa	

Biegezugversuch an Prismen am 19.01.1998 4-Punkt-Versuch
 Tag der Herstellung: 20.10.1997 Prüfalalter: 87 Tage Stützweite: 0,375 m

Nr.	Abmessungen in mm			G	F _u	ρ	f _{ct,fl}
	b	d	l	kg	kN	kg/m ³	MPa
495446	100	99	530	13,133	86,90	2503	33,2
495447	100	100	530	13,330	80,80	2515	30,3
495448	100	99	530	13,105	79,30	2498	30,3
Mittelwerte						2505	31,3
Standardabweichung S _x = 1,37			f _{ct,fl,0,05} = 29 MPa		f _{ct,fl,0,95} = 33,5 MPa		

Biegezugversuch an Prismen am 21.01.1998 4-Punkt-Versuch
 Tag der Herstellung: 20.10.1997 Prüfalalter: 93 Tage Stützweite: 0,75 m

Nr.	Abmessungen in mm			G	F _u	ρ	f _{ct,fl}
	b	d	l	kg	kN	kg/m ³	MPa
495452	199	200	999	100,3	288,9	2523	27,2
495449	199	200	1000	100,8	266,5	2531	25,1
495453	199	200	1000	100,0	287,7	2513	27,1
Mittelwerte						2522	26,5
Standardabweichung S _x = 0,97			f _{ct,fl,0,05} = 24,9 MPa		f _{ct,fl,0,95} = 28,1 MPa		

Biegezugversuch an Membranbauteilen am 13.02.1998 4-Punkt-Versuch
 Tag der Herstellung: 20.10.1997 Prüfalalter: 112 Tage Stützweite: 0,375 m

Nr.	Abmessungen in mm			G	F _u	ρ	f _{ct,fl}
	b	d	l	kg	kN	kg/m ³	MPa
	79	20,1	400		4,321		40,62
Mittelwerte							40,62

A 3.4.1.4 Zentrische Zugversuche

Zentrische Zugversuche an Membranbauteilen am 13.02.1998

Tag der Herstellung: 20.10.1997

Prüfalter: 112 Tage

Nr.	Abmessungen in mm			G	F _u	ρ	f _{ct}
	b	d	l	kg	kN	kg/m ³	MPa
außerhalb	120	18,3	590		21,03		9,58
innerhalb	79,5	18,3	250		21,03		14,46
Mittelwerte							

Zentrische Zugversuche an Prismen am 14.10.1997

Tag der Herstellung: 17.09.1997

Prüfalter: 27 Tage

Nr.	Abmessungen in mm			G	F _u	ρ	f _{ct}
	a	b	l	kg	kN	kg/m ³	MPa
4902.26	40	40	160,3	635,3	17,85	2477	11,2
4902.27	40,1	39,6	160,3	632,2	16,30	2484	10,3
4902.28	40	40,1	160,1	629,9	18,13	2453	11,3
Mittelwerte						2471	10,9
Standardabweichung S _x = 0,45			f _{ct,0,05} = 10,2 MPa		f _{ct,0,95} = 11,6 MPa		

A 3.4.2 Herstellung durch OGI

A 3.4.2.1 Druckfestigkeit

Würfeldruckversuch am 13.11.1997

Tag der Herstellung: 06.11.1997

Prüfalter: 7 Tage

Nr.	Abmessungen in mm			G	F _u	ρ	f _{c,cube}
	b	d	h	kg	kN	kg/m ³	MPa
1	100	99	100	2,43	1217	2420	122,9
2	100	99	100	2,45	1227	2440	123,9
3	100	100	100	2,46	1235	2450	123,5
Mittelwerte						2437	123,4

Würfeldruckversuch am 11.12.1997

Tag der Herstellung: 06.11.1997

Prüfalter: 35 Tage

Nr.	Abmessungen in mm			G kg	F _u kN	ρ kg/m ³	f _{c,cube} MPa
	b	d	h				
4a	40	40	40		316,3		197,7
4b	40	40	40		293,9		183,7
5a	40	40	40		331,8		207,4
5b	40	40	40		282,1		176,3
6a	40	40	40		326,9		204,3
6b	40	40	40		279,6		174,8
Mittelwerte							190,7

Würfeldruckversuch am 15.12.1997

Tag der Herstellung: 06.11.1997

Prüfalter: 39 Tage

Nr.	Abmessungen in mm			G kg	F _u kN	ρ kg/m ³	f _{c,cube} MPa
	b	d	h				
1	100	100	101	2,49	1667	2470	166,7
2	100	100	100	2,47	1689	2470	168,9
3	100	100	100	2,53	1712	2530	171,2
Mittelwerte						2490	168,9

Prismendruckversuch am 13.11.1997 an den Biegezughälften

Tag der Herstellung: 06.11.1997

Prüfalter: 7 Tage

Nr.	Abmessungen in mm			G kg	F _u kN	ρ kg/m ³	f _c MPa
	b	d	h				
1a	40	40			224,6		140,37
2a	40	40			205,9		128,7
4902.31*	40	40			393,6		246,0
Mittelwerte							

* Probe vom 17.09.1997, gefertigt von Bouygues

A 3.4.2.2 Biegezugfestigkeit

Biegezugversuch an Prismen am 13.11.1997

Tag der Herstellung: 06.11.1997

Prüfalter: 7 Tage

3-Punkt-Versuch

Stützweite: 0,15 m

Nr.	Abmessungen in mm			G	F _u	ρ	f _{ct,fl}
	a	b	l	kg	kN	kg/m ³	MPa
1	40	40	160	0,6184	7,57	2410	17,74
2	40	40	160	0,6336	7,42	2480	17,46
3	40	39	160	0,630	6,76	2520	15,91
Mittelwerte						2470	17,03

Biegezugversuch an Prismen am 11.12.1997

Tag der Herstellung: 06.11.1997

Prüfalter: 35 Tage

3-Punkt-Versuch

Stützweite: 0,15 m

Nr.	Abmessungen in mm			G	F _u	ρ	f _{ct,fl}
	a	b	l	kg	kN	kg/m ³	MPa
4	40	40	160		6,52		15,28
5	40	40	160		8,60		20,15
6	40	40	160		10,28		24,09
Mittelwerte							19,84



Institut für Werkstoffe im Bauwesen
Pfaffenwaldring 4, 70550 Stuttgart

Universität Stuttgart
Institut
für Werkstoffe im Bauwesen

Prof. Dr.-Ing. Hans-Wolf Reinhardt

Pfaffenwaldring 4
70550 Stuttgart

Dr.-Ing. Martin Joos
Telefon (0711) 685-2792
Telefax (0711) 685-3349
E-Mail: jooss@iwb.uni-stuttgart.de

30.03.2002

Abschlussbericht

zum Teilgebiet I des BMBF Forschungsvorhabens

„Weiterentwicklung dichter Heißwasser-Wärmespeicher aus Hochleistungsbeton“

im Rahmen des BMBF-Vorhabens

„Solarthermie - 2000: Solarunterstützte Nahwärmeversorgung, wissenschaftliche Begleitforschung“

Bearbeitungszeitraum:

Beginn: 06/1999

Ende: 06/2001

Leitung Teilprojekt I: Prof. Dr.-Ing. H.-W. Reinhardt

Bearbeitung Teilprojekt I: Dr.-Ing. M. Joos

Dieser Bericht besteht aus **88** Seiten, davon **73** Textseiten

Der Nachdruck, die Entnahme von Abbildungen, die Wiedergabe auf fotomechanischem oder ähnlichem Wege (Fotokopie oder Mikrokopie), die Speicherung in Datenverarbeitungsanlagen sowie die Veröffentlichung des Berichtes als Ganzes oder auszugsweise bedürfen der schriftlichen Genehmigung des Autors.

INHALTSVERZEICHNIS

1	PROBLEMSTELLUNG	5
2	ZIELE DES FORSCHUNGSVORHABENS	9
3	RECHNERISCHE ERFASSUNG DER TRANSPORTPROZESSE	10
3.1	Permeation.....	10
3.1.1	Durchfluss durch gerissenen Beton.....	11
3.2	Diffusion	12
3.2.1	Diffusionskoeffizient D	12
3.2.2	Wasserdampfdiffusionswiderstandszahl μ	13
3.3	Wasseraufnahmekoeffizient A	14
3.4	Auslaugung	14
4	RECHNERISCHE ERFASSUNG DER SELBSTTHEILUNG	16
4.1	Allgemeines.....	16
4.2	Kristallwachstum.....	16
4.3	Modellierung mittels mathematischer Ansätze	16
5	PRÜFMETHODEN	18
5.1	Festigkeitsuntersuchungen	18
5.2	Permeabilität	18
5.3	Diffusion	20
5.4	Kapillare Wasseraufnahme	22
5.5	Auslaugung	24
6	EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN UND ERGEBNISSE	25
6.1	Untersuchte Betone	25
6.2	Frischbetoneigenschaften und Verarbeitbarkeit der untersuchten Betone.....	26
6.3	Festigkeit.....	27
6.4	Be- und Entfeuchtungsverhalten der untersuchten Betone	28
6.5	Dichtigkeitsuntersuchungen an ungerissenen Proben.....	30
6.5.1	Permeabilität	31
6.5.2	Diffusion	33
6.5.3	Kapillare Wasseraufnahme	35
6.6	Dichtigkeitsuntersuchungen an gerissenen Proben.....	36
6.6.1	Permeabilität	37
6.6.2	Diffusion	41
6.7	Auslaugung	45
7	DISKUSSION DER ERGEBNISSE	51
7.1	Frischbetoneigenschaften und Verarbeitbarkeit der untersuchten Betone.....	51
7.2	Festigkeit.....	51
7.2.1	Druckfestigkeit.....	51
7.2.2	Zugfestigkeit	52
7.3	Permeabilität an ungerissenen Proben	52
7.4	Diffusion an ungerissenen Proben	54
7.5	Kapillare Wasseraufnahme	57

7.6	Auslaugung	61
7.7	Einfluss der Betonzusammensetzung auf die Transporteigenschaften	65
8	ZUSAMMENFASSUNG, BEWERTUNG, SCHLUSSFOLGERUNGEN.....	68
9	LITERATURVERZEICHNIS	71
10	ANHANG.....	74

Sym- bol	Einheit	Bezeichnung
A	m^2	Fläche
A_w	$\frac{kg}{m^2 \cdot s}$	Wasseraufnahmekoeffizient
c	$\frac{g}{m^3}$	Konzentration
c_{ls}	$\frac{g}{m^3}$	Sättigungskonzentration einer Lösung
c_s	$\frac{g}{m^3}$	Sättigungsdampfgehalt der Umgebungsluft
d	m	Probendicke
D	$\frac{m^2}{s}$	Diffusionskoeffizient für Wasserdampf in Luft
E	$\frac{N}{mm^2}$	E-Modul
e	m	Wassereindringtiefe
f_{BZ}	$\frac{N}{mm^2}$	Biegezugfestigkeit
f_{ck}	$\frac{N}{mm^2}$	Druckfestigkeit
f_{sz}	$\frac{N}{mm^2}$	Spaltzugfestigkeit
g	$\frac{m}{s^2}$	Erdbeschleunigung
g_w	$\frac{kg}{m^2 \cdot s}$	Flüssigkeitstransportstromdichte
Δh	mWs	Druckunterschied
h	m	Maximale Steighöhe in der Kapillaren
I	$\frac{g}{h}$	Massenstrom
J	$\frac{mol}{sm}$	Stofftransport
K	$\frac{kg}{Pa \cdot s}$	Faktor zur Erfassung der Temperatur und der Rissbreite
K_F	m^2	Permeabilitätskoeffizient gegenüber Flüssigkeiten
K_L	-	Löslichkeitsprodukt
k_w	$\frac{m}{s}$	Spezifischer Permeabilitätskoeffizient, Durchlässigkeitsbeiwert
l	m	Kapillarenlänge bzw. Länge allgemein
m_{tr}	g	Masse des trockenen Feststoffes
m_w	$\frac{kg}{m^2}$	Durch kapillares Saugen aufgenommene Wassermenge/Berührungsfläche
p	Pa	Druck
P_a	$\frac{N}{m^2}$	Hydrostatischer Druck
p_K	$\frac{N}{m^2}$	Kapillardruck
p_s	Pa	Sättigungsdampfdruck

Q	$\frac{m^3}{s}$	Durchfluss
q	-	Umwegfaktor
R _D	$\frac{J}{kgK}$	Gaskonstante des Wasserdampfes
Re	-	Reynoldszahl
r	m	Kapillarradius
r.F.	%	Relative Luftfeuchte
s _L	m	Luftschichtdicke zwischen Salzlösung und Probe im Diffusionsbehälter
T	K	Temperatur
t	s	Zeit
u	$\frac{kg}{m^3}$	Feuchtegehalt
V _o	m ³	Ausgangsvolumen
w	mm	Rissbreite

Griechische Zeichen:

β _{ck}	$\frac{N}{mm^2}$	Würfeldruckfestigkeit
χ	-	Temperaturfaktor für die Permeabilität
δ	$\frac{kg}{mhPa}$	Wasserdampfdiffusionsleitkoeffizient
η	Pa s	Dynamische Viskosität
κ	$\frac{m^2}{s}$	Kapillare Flüssigkeitsleitzahl, Kapillartransportkoeffizient
λ̄	m	Mittlere freie Weglänge
Ω	-	Übersättigungsindex
ν	$\frac{m^2}{s}$	Kinematische Viskosität
μ	-	Diffusionswiderstandszahl
ρ	$\frac{kg}{m^3}$	Rohdichte
ξ	-	Rauhigkeitsbeiwert

1 PROBLEMSTELLUNG

Die Zunahme der Weltbevölkerung sowie des Energiebedarfs, die immer knapper werdenden Ressourcen und die damit einhergehende Belastung der Luft durch CO₂-Emissionen, die beim Verbren-

Verbrennen der fossilen Energieträger entstehen, zwingen dazu, in der Energiepolitik neue Wege zu gehen. Einen gewissen Beitrag dazu kann die konsequente Nutzung von erneuerbaren Energien, wie z. B. die Sonnen- bzw. Wind- und Wasserenergie sein.

In den Breitengraden Mitteleuropas stellt sich bei der Solarenergie jedoch das Problem, die saisonal begrenzt gelieferte Energie zu speichern, um sie bedarfsgerecht abrufen zu können. Eine Lösung hierfür bieten sogenannte Heißwasser-Langzeitspeicher aufgrund der guten spezifischen Wärmekapazität des Wassers und der relativ hohen Temperaturen. Die Funktionsweise der Wärmespeicher ist relativ einfach. Auf den Dächern oder in der näheren Umgebung von Häusern sind Sonnenkollektoren angebracht. Das in den Kollektoren aufgeheizte Wasser-Glykolgemisch wird über Rohrleitungen zum Wärmetauscher gepumpt. Ein zweiter Kreislauf besteht zwischen den Wärmetauschern und dem Wärmespeicher. So gelangt die gewonnene Energie in den Wärmespeicher und kann dort gespeichert werden. Bei Bedarf wird es über einen weiteren Kreislauf zu einem zweiten Wärmetauscher und von dort durch einen weiteren Kreislauf zur Verbrauchsstelle geleitet. Nachfolgendes Bild soll dieses Schema veranschaulichen.

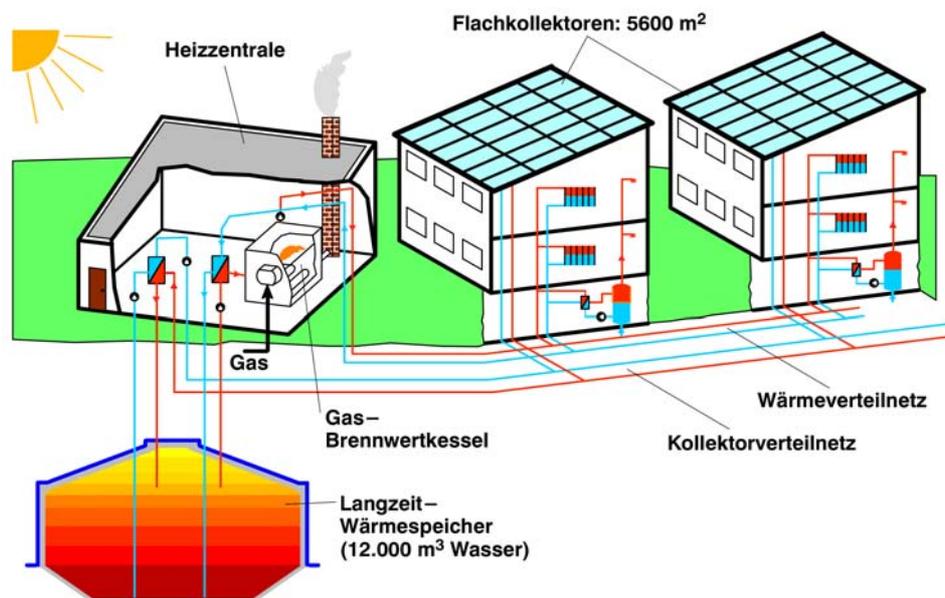


Bild 1.1: Funktionsschema eines Heißwasser-Langzeitspeichers mit zugehörigen Kreisläufen, Kollektoreinheiten und Wärmetauschern

Heißwasser-Langzeitspeicher wurden in den letzten Jahren hinsichtlich ihrer Form, Funktion und Werkstoffauswahl weiterentwickelt. Das Hauptaugenmerk wurde hierbei auf die Verbesserung des solaren Deckungsgrades sowie auf die Senkung der Baukosten des Speichers gelegt. Bild 1.2 zeigt die Gesamtwärmebilanz des Systems am Beispiel Friedrichshafen.

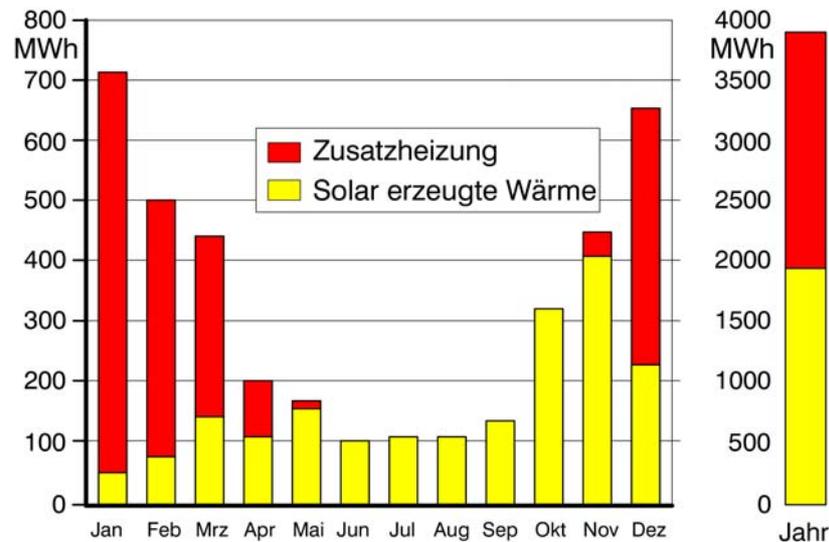


Bild 1.2: Jahres-Wärmebilanz des Gesamtsystems am Beispiel Friedrichshafen, unterteilt in die Bereiche "Zusatzheizung" und "solar erzeugte Wärme", nach [39]

Der erste Gedanke zur Optimierung des Speichers bestand darin, das Verhältnis von Oberfläche zu Volumen zu minimieren. Das günstigste O/V-Verhältnis besitzt eine Kugel, so dass es nahe lag, die Form des Wärmespeichers der einer Kugel anzunähern. Eine weitere Möglichkeit zur Senkung der Baukosten bestand darin, die in allen bisherigen Speichern verwendete Edelstahlauskleidung wegzulassen und den Behälter aus Hochleistungsbeton zu bauen. Die bisherige Konzeption für die saisonalen Wärmespeicher sah vor, die Betonbehälter mit einem Innenliner aus nichtrostendem Stahl ("Edelstahl") mit 0,50 bis 1,25 mm Dicke auszukleiden, um eine Durchfeuchtung der äußeren Wärmedämmung zu verhindern. Nachdem der erste Wärmespeicher in Rottweil fertiggestellt und die Planung des zweiten Wärmespeichers in Friedrichshafen abgeschlossen wurde, konnten folgende Nachteile einer Innendichtung aus Edelstahl angegeben werden:

- teuer: Aus fertigungstechnischen Gründen kam in Friedrichshafen eine Blechdicke von 1,25 mm zur Ausführung und nach dem Vergabepreis entfielen ca. 24 % der Gesamtkosten (ohne Planung) auf die Auskleidung
- technisch problematische Details: Die T-Nähte und alle Kanten, sowie insbesondere auch alle Durchbrüche für Rohrleitungen sind schwierig herzustellen und bilden potentielle Schwachpunkte hinsichtlich der Dichtheit
- kritisch hinsichtlich des Bauablaufs: Das Einlegen der Dichtung auf die Schalung des Deckels muss in sehr kurzer Zeit erfolgen, so dass die Gefahr witterungsbedingter Verzögerungen und damit von Stillstandskosten und Nachforderungen der Baufirmen sehr groß ist.

Wie aus dem vorhergehenden Forschungsvorhaben bereits ersichtlich, können bei einem Hochleistungsbeton (HLB) höhere Werte für den Dampfdiffusionswiderstand erwartet werden als für Betone mit normalen Festigkeiten (Normalbeton). Somit sind Wärmespeicher aus HLB denkbar, bei denen auf eine Edelstahlauskleidung verzichtet werden kann.

Im Gegensatz zu Wärmespeichern mit Edelstahlauskleidung spielt bei nicht ausgekleideten Speichern die Rissbildung bzw. das Selbstheilungsvermögen des gerissenen Betons eine bedeutende Rolle. Die maximale Beschickungstemperatur der Wärmespeicher beträgt 95 °C . Die niedrigste Temperatur entspricht ungefähr der Rücklaufemperatur des Heizungssystems ($35\text{ bis }40\text{ °C}$). Das heiße Wasser wird immer von oben eingefüllt und schichtet sich auf das kältere Wasser entsprechend der von der Temperatur abhängigen Dichte. Eine Durchmischung des Wassers während des Betriebs ist nicht vorgesehen. Neben dem vertikalen Temperaturgefälle aufgrund der Schichtung bildet sich auch ein horizontales Gefälle über die Bauteildicke. Die beiden Lastfälle "Temperaturschichtung" und "Temperaturgradient über die Bauteildicke" sind in Bild 1.3 am Beispiel des Wärmespeichers Friedrichshafen-Wiggenhausen dargestellt.

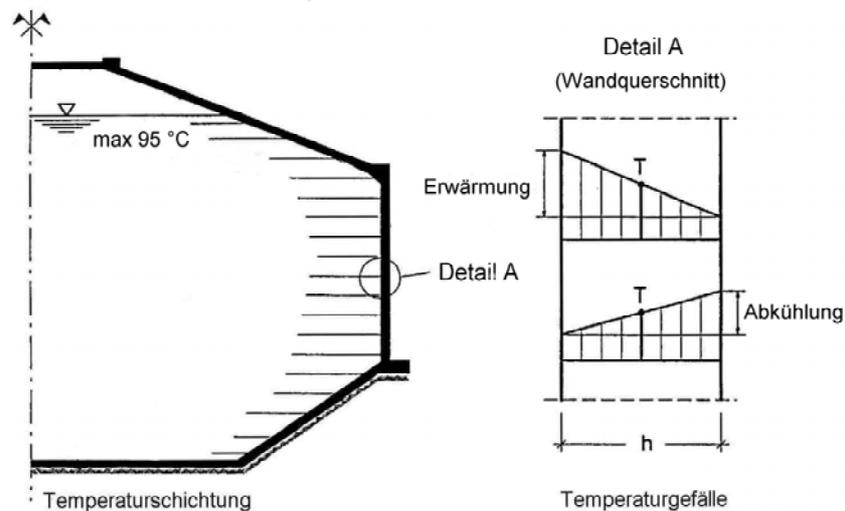


Bild 1.3: Darstellung der Temperaturlastfälle Temperaturschichtung innerhalb des Speichers und Temperaturgefälle über die Speicherwand beim Aufheiz- bzw. Abkühlvorgang

Ob und wie schnell die auftretenden Risse bei gleichzeitiger Temperatur- und Druckbeaufschlagung heilen, ist somit essentiell für die Planung und den Entwurf von Wärmespeichern. Im Rahmen des BMBF-Forschungsprojektes „Dichtheit thermisch beanspruchter Heißwasser-Wärmespeicher aus Hochleistungsbeton ohne Innendichtung als Langzeitwärmespeicher bei solarunterstützter Nahwärmeversorgung“, kurz „Dichte Heißwasser-Wärmespeicher aus Hochleistungsbeton“, sollte daher ein Beton entwickelt werden, der den Bau von Wärmespeichern ohne Edelstahlauskleidung ermöglicht, wobei parallel die Transportprozesse im Beton bei gleichzeitiger Beaufschlagung von Temperatur und Druck sowie die Selbstheilung von Rissen untersucht werden sollte.

Dieser zweite Forschungsbericht baut nach Nennung einiger Grundlagen im Wesentlichen auf den Ergebnissen des ersten Berichts [13] auf. Zusätzlich werden die Ergebnisse der Auslaugungsversuche dargestellt und erläutert.

2 ZIELE DES FORSCHUNGSVORHABENS

Die Zielsetzung des Forschungsvorhabens (Teil I und II) war es insgesamt, den Nachweis zu erbringen, dass Betonbehälter ohne Innenauskleidung mit Edelstahl alle Anforderungen an Wärmespeicher erfüllen. Damit sollten die Baukosten für unterirdische Heißwasser-Wärmespeicher um mindestens 25 % gesenkt werden können. Um diese Zielsetzung zu verwirklichen, war es nötig, die noch fehlenden Parameter: Permeabilität, Diffusion und kapillares Saugen und Auslaugung für die in Frage kommenden Betone bei den entsprechenden Temperaturen zu bestimmen.

Zunächst wurden Eignungsversuche mit neuen Betonrezepturen (FHB und selbstverdichtenden Betonen unterschiedlicher Festigkeitsklasse) durchgeführt und praktische Erfahrung mit der Verarbeitbarkeit gesammelt.

Desweiteren sollte die Dichtigkeit gerissener Stahlbetonproben untersucht werden. Beim Dichtigkeitsnachweis des HLB-Wärmespeicher muss davon ausgegangen werden, dass der Beton durch die hohen Temperaturgradienten örtlich reißen kann. Die Rissbreiten werden durch die Bewehrung beschränkt. Bei den geplanten Versuchen wurden deshalb bewehrte Betonprismen einer so hohen Zugbeanspruchung unterworfen, dass die Bewehrung plastisch verformt wird und die Risse auch nach der Entlastung noch geöffnet bleiben. Die Rissbreite wurde auf 0,05, 0,10 und 0,15 mm eingestellt. Diese Prismen wurden anschließend auf Permeabilität und Diffusion untersucht.

Ein weiterer wichtiger Aspekt ist der möglichst wartungsarme Betrieb der Wärmespeicher, der wiederum voraussetzt, dass die Auslaugung des eingesetzten Betons bestimmte Maximalwerte nicht überschreitet. Hierzu wurden verschiedene Versuchsreihen durchgeführt, mit denen das Auslaugungsverhalten der in Frage kommenden Betone unter Temperatureinfluss und unterschiedlichen Umgebungsbedingungen untersucht und die jeweiligen Auslaugungsraten miteinander verglichen wurden.

3 RECHNERISCHE ERFASSUNG DER TRANSPORTPROZESSE

3.1 Permeation

Permeabilitätskoeffizient und Durchlässigkeitsbeiwert

Grundlage der Betrachtungen zur Permeabilität ist das Darcy'sche Gesetz:

$$Q \cdot \frac{l}{A} \sim \Delta h \quad (3.1)$$

Auf dieser Grundlage beruht auch die formelmäßige Erfassung des Permeabilitätskoeffizienten. Für Flüssigkeiten gilt allgemein:

$$K_F = \frac{V}{t} \cdot \frac{l}{A} \cdot \frac{1}{p_1 - p_2} \cdot \eta_F \quad [\text{m}^2] \quad (3.2)$$

Die Druckdifferenz ($p_1 - p_2$) stellt dabei die Druckhöhe des Wassers dar und ist gleich $\Delta h \cdot g \cdot \rho$.

Über den Zusammenhang

$$k_w = K_F \cdot \frac{\rho_w \cdot g}{\eta_F} \quad (3.3)$$

mit ρ_w = Dichte des Wassers [kg/m^3], $g = 9,81$ Erdbeschleunigung [m/s^2] und η_F = dynamische Viskosität der Flüssigkeit [$\text{Pa}\cdot\text{s}$], kann der Permeabilitätskoeffizient k_w für Wasser wie folgt bestimmt werden.

$$k_w = \frac{V}{t} \cdot \frac{l}{A} \cdot \frac{d}{\Delta h} \quad [\text{m}/\text{s}] \quad (3.4)$$

Tabelle 3.1: Physikalische Eigenschaften (Grenzflächenspannung zu Luft, Viskosität und Dichte) von Wasser bei verschiedenen Temperaturen

Temperatur T [°C]	Grenzflächenspannung zu Luft σ [mN/m]	Viskosität η [mPa s]	Dichte ρ_w [kg/m ³]
20	72,75	1,002	998,21
50	67,94	0,547	988,03
80	62,67	0,3544	971,82

Die Formeln (3.1) bis (3.4) gelten jedoch nur für laminare Strömungen. Die Unterscheidung zwischen laminarer und turbulenter Strömung wird mit Hilfe der Reynoldszahl ermittelt.

Eine weitere rechnerische Erfassung laminarer Strömungen stellt das Gesetz von Hagen-Poiseuille dar:

$$Q = \frac{R^4 \cdot \pi \cdot (p_2 - p_1)}{8 \cdot \eta \cdot l} \quad (3.5)$$

In der Praxis treten jedoch häufig andere Risse auf, so dass die Betrachtung der Strömungsvorgänge allein aus der Sicht der Zylinderkapillaren mit Hilfe von Formel (3.5) nicht geeignet erscheint. Mit Formel (3.6) soll daher der Volumenstrom bei vorgegebenem Druckgefälle durch einen Spalt der Breite w betrachtet werden (siehe Bild 3.1)

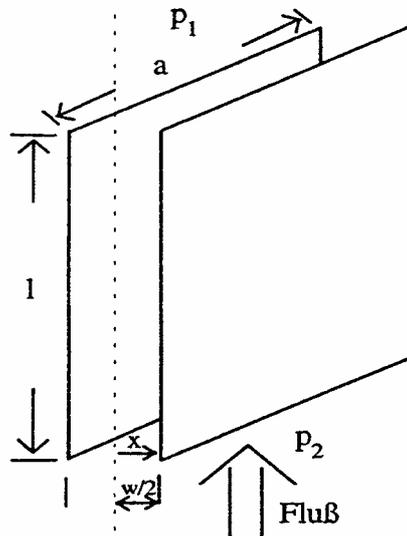


Bild 3.1: Durchfluss durch einen Spalt

Durch einen Schlitz der Breite w fließt somit der Volumenstrom Q :

$$Q = \frac{(p_2 - p_1) w^3}{\eta l} \frac{a}{12} \quad (3.6)$$

3.1.1 Durchfluss durch gerissenen Beton

Neben den unter Kapitel 3.1 beschriebenen Gegebenheiten treten bei der Betrachtung der Permeabilität durch gerissenen Beton noch weitere zu berücksichtigende Besonderheiten auf. Der mit Abstand stärkste Einfluss geht aus der Rissbreite hervor, der, wie in Gleichung (3.10) gezeigt wird, mit der dritten Potenz in die Berechnung des Durchflusses eingeht. Die möglichst genaue Angabe der Rissbreite ist also entscheidend für die Genauigkeit der Ergebnisse. Da eine exakte Bestimmung der Rissbreite und des Rissverlaufs (Rissgeometrie) von außen nicht möglich ist, müssen diese Parameter abgeschätzt werden.

Da sich aufgrund der Versuche eine extrem große Streubreite bei den Durchflussraten ergeben hat, wurde in dieser Arbeit der weiterentwickelte Ansatz von Meichsner für die Berechnungen verwendet. Er setzt anstelle der mittleren Rissbreiten w_m (= arithmetisches Mittel aller gemessenen Rissbreiten entlang der sichtbaren Risslänge) die Ermittlung einer effektiven Rissbreite w_{eff} .

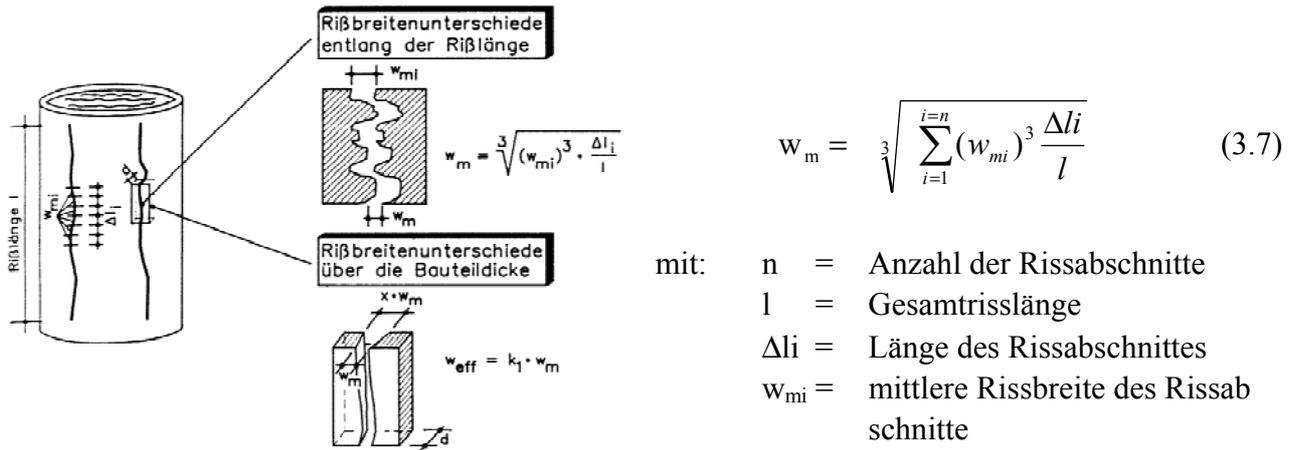


Bild 3.2 Rissbreitenunterschiede, schematisch an einem Zylinderprisma dargestellt, nach [5]
Links: Schematische Vergrößerung der Rissbildung in axialer (oben) und tangentialer Richtung (unten).
Rechts: Formel zur Erfassung der Rissbreite nach [26].

Infolge der Beanspruchungsart (Normalkraft und/oder Biegemoment) treten in Fließrichtung Rissbreitenunterschiede auf. Diese sind zusätzlich mit einem gesonderten Formfaktor k_1 zu berücksichtigen, so dass sich die effektive Rissbreite zu

$$w_{\text{eff}} = k_1 \cdot w_m \quad (3.8)$$

ergibt.

Eine exakte Erfassung aller Einflussfaktoren ist jedoch nahezu unmöglich. Deshalb wird in dieser Arbeit der Durchflussbeiwert ξ empirisch bestimmt, wobei die Ergebnisse anderer Untersuchungen (EDVARSEN [5], RIPPHAUSEN [34]) berücksichtigt werden. Die verschiedenen Formfaktoren (k_1 -Werte) befinden sich in der jeweiligen Literatur (z. B. EDVARSEN [5], RIPPHAUSEN [34]). Neuere Untersuchungen zum Eindringverhalten von Flüssigkeiten in Biegerisse sind in KÖNIG [18] aufgeführt.

3.2 Diffusion

3.2.1 Diffusionskoeffizient D

Die makroskopische Gesetzmäßigkeit des isothermen Diffusionsvorganges wurde von dem Physiologen Adolf Fick für stationäre, d. h. zeitunabhängige, räumliche Vorgänge wie folgt beschrieben:

$$1. \text{ Fick'sches Gesetz} \quad \dot{m} = -D \cdot \frac{dc}{dx} \quad \text{oder auch} \quad \dot{m} = -D \cdot \text{grad}c \quad (3.9)$$

Der in Gleichung (3.9) rechts stehende Bruch wird als Konzentrationsgefälle bezeichnet, da er angibt, wie sehr sich die Konzentration längs des Weges dx , ändert. Der Diffusionskoeffizient D ist das Maß der Durchlässigkeit eines Stoffes gegenüber den darin diffundierenden Teilchen, LUTZ

[23]. Im Unterschied zur Diffusionswiderstandszahl, die in Kapitel 3.2.2 genauer erläutert wird, kennzeichnet er die Durchlässigkeit des Werkstoffgefüges und nicht dessen Widerstand. Der Zahlenwert des Diffusionskoeffizienten gibt den Betrag der Massenstromdichte beim Konzentrationsgefälle 1 an. Für die in dieser Arbeit betrachtete Aufgabenstellung ist der Diffusionskoeffizient von Wasserdampf in Luft von besonderem Interesse. Nach DIN 52615 kann der Diffusionskoeffizient D_D in Abhängigkeit der absoluten Temperatur T und des Luftdrucks p_L , aus folgender Zahlenwertgleichung ermittelt werden:

$$D_D = 0,083 \cdot \frac{p_0}{p_L} \cdot \left(\frac{T}{273} \right)^{1,81} \quad (3.10)$$

mit: D_D Diffusionskoeffizient in [m²/h] T Temperatur im Klimaraum in [K]
 p_L mittlerer Luftdruck im Klimaraum
 p_0 Atmosphärendruck bei Normalzustand 1013,25 hPa

Diese Abhängigkeit von der Temperatur wurde erstmals von SCHIRMER [38] entdeckt. In der Literatur gibt es viele weitere Beispiele der Temperaturabhängigkeit des Diffusionskoeffizienten. Die wohl exaktesten und umfangreichsten Messungen hat jedoch SCHIRMER [38] durchgeführt.

3.2.2 Wasserdampfdiffusionswiderstandszahl μ

Neben der rein wissenschaftlichen Betrachtungsweise der Diffusionsprozesse gibt es auch die in der Praxis eher verbreitete. Bauteile werden hierfür nicht mit dem Diffusionskoeffizienten beurteilt, sondern mit der Diffusionswiderstandszahl μ . Die Diffusionswiderstandszahl μ ist eine dimensionslose Größe, deren Zahlenwert angibt, wie viel Mal dichter das betreffende Stoffgefüge gegen diffundierende Wassermoleküle ist, als eine ruhende, gleich dicke Luftschicht, also D_{Luft}/D , KÜNZEL [21]. Dem Widerstand der ruhenden Luftschicht wurde dabei die Widerstandszahl $\mu = 1$ zugeordnet. Die Widerstandszahlen der verschiedenen Baumaterialien liegen demnach zwischen unendlich und eins. Nahezu unendliche Widerstandszahlen haben nur Metalle und Glas.

Berechnet wird sie nach der DIN 52615 wie folgt:

$$\mu = \frac{l}{d} \left(\delta_L \cdot A \cdot \frac{p_1 - p_2}{I} - s_L \right) \quad (3.11)$$

Hierin bedeuten:

δ_L Diffusionsleitkoeffizient von Wasserdampf in Luft in [kg/mhPa].
 A Prüffläche der Probe in m²
 p_1, p_2 Wasserdampfdrucke an der Probe in [Pa]
 I Wasserdampfdiffusionsstrom in [kg/h]
 d mittlere Dicke der Probe in [m]
 s_L mittlere Dicke der Luftschicht unterhalb der Probe in [m] (vernachlässigbar)

3.3 Wasseraufnahmekoeffizient A

Experimentelle und theoretische Untersuchungen z. B. SCHWARZ [42], erbrachten, dass die kapillare Wasseraufnahme eines Materials bei unmittelbarem Kontakt mit flüssigem Wasser durch die Beziehung

$$m_w = A_w \cdot \sqrt{t} \quad (3.12)$$

beschrieben werden kann. Dabei bedeuten

$$m_w = \text{die pro Flächeneinheit aufgenommene Wassermenge [kg/m}^2] \quad t = \text{Zeit [s]}$$

$$A_w = \text{der Wasseraufnahmekoeffizient [kg/m}^2\text{s}^{0,5}]$$

Der auf diese Weise definierte Koeffizient A mit der Dimension [kg/m²s^{0,5}] wird im englischen Schrifttum „water absorption coefficient“ genannt. Als Materialwert kennzeichnet er den zeitlichen Verlauf der Wasseraufnahme eines Materials, ausgehend vom trockenen Zustand bis zur Durchfeuchtung unter der Randbedingung, dass an der Saugfläche ständig Wasserüberschuss vorhanden ist. Streng betrachtet müsste auch berücksichtigt werden, ob der Wassertransport mit oder entgegen der Schwerkraft erfolgt. Experimentelle Untersuchungen haben jedoch gezeigt, dass dieser Einfluss vernachlässigbar gering ist.

3.4 Auslaugung

Zur Bestimmung des vorherrschenden Transportprozesses (Lösung, Diffusion, Auswaschung) wurde das Verfahren aus HOHBERG [37] angewandt. Hierbei kann mittels einer aus den Fick'schen Gesetzen abgeleitete Formel, der Eluationsvorgang beschrieben werden. Die Ableitung ist in HOHBERG [37] ausführlich beschrieben. Die Freisetzungsraten werden nach folgender Gleichung berechnet:

$$J_i = \sum_{i=1}^n (c_i - c_0) \cdot \frac{V}{A \cdot t_i} \quad (3.13)$$

mit:

c_i = Konzentration der betrachteten Ionen im Eluat [mmol/l] im i-ten Intervall

c_0 = ursprüngliche Konzentration der betrachteten Ionen [mmol/(sm)] im Eluenten

t_i = gesamte Kontaktzeit nach dem i-ten Zyklus von Eluentenerneuerungen [s]

J_i = Stofftransport [mmol/(sm)]

V = Volumen des Eluenten [l]

A = Oberfläche des Prüfkörpers [m²]

Der Auslaugungsmechanismus wird nun in der Weise bestimmt, dass der aus Gleichung (3.13) gewonnene Stofftransport gegen die Zeit doppelt logarithmisch aufgetragen wird. Daraus erhält man im Diagramm Geraden mit unterschiedlicher Steigung. Am Zahlenwert der Steigung lässt sich der dominierende Auslaugungsmechanismus erkennen.

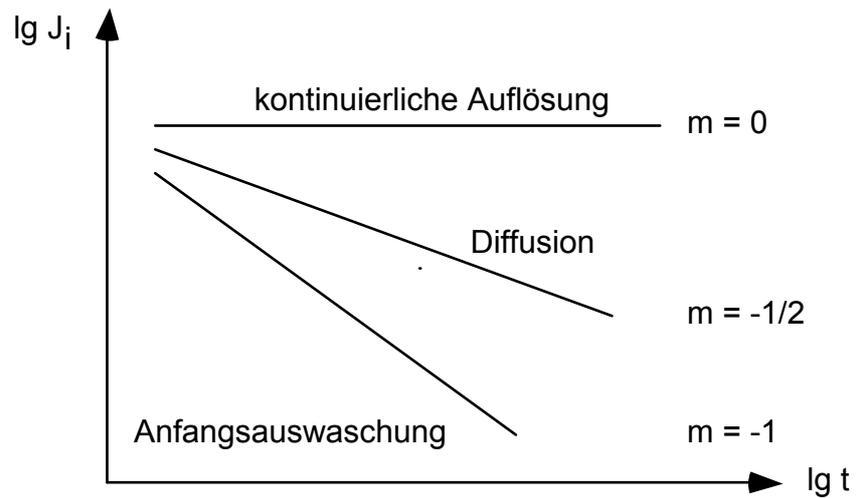


Bild 3.3: Veranschaulichung der Auslaugmechanismen

Erhält man eine horizontale Gerade ($m = 0$), so findet ein lösender Angriff mit kontinuierlichem Stofftransport statt. Bei einer Steigung von $m = -1/2$ handelt es sich um Diffusion und bei einer Steigung von $m = -1$ hat man es mit einer Anfangsauswaschung ("wash-out-effect") zu tun. Da sich in der Realität die verschiedenen Transportmechanismen auch überlagern können, erhält man oftmals Geraden, die zwischen den drei charakteristischen liegen.

4 RECHNERISCHE ERFASSUNG DER SELBSTTHEILUNG

4.1 Allgemeines

Wie bereits erläutert, spielt die Carbonatbildung die Hauptrolle bei der Selbstheilung von Rissen im Beton. Deshalb wird in diesem Abschnitt auch hauptsächlich auf diesen Aspekt eingegangen. Andere, zweitrangige Effekte, wie z. B. das Quellen des Zementsteins, bleiben unberücksichtigt. Ebenso das rein physikalische Zusetzen der Risse mit Wasserinhaltsstoffen. Eine so durchgeführte Betrachtung liegt daher auf der sicheren Seite. Die hier behandelten Berechnungen für das Kristallwachstum, sowie die zeitliche Abnahme der Leckraten, basieren im wesentlichen auf den Arbeiten von KAZMIERCZAK [15], KUNZ [19] sowie RIPPHAUSEN [34] und stellen lediglich eine grobe Übersicht dar.

Anlehnend an EDVARSEN [5] sollte eine Modellierung der Selbstheilung folgende Aspekte mit einbeziehen: Anfangsdurchfluss, zeitliche Abnahme der Leckraten infolge Selbstheilung, Dichtzeit sowie die Gesamtdurchflussmenge.

4.2 Kristallwachstum

Die Entstehung bzw. das Wachstum von Kristallen ist ein äußerst komplexer Prozess, der von vielen Einflussfaktoren und Randbedingungen abhängt. Deshalb wird auf die formelmäßige Erfassung dieser Prozesse hier nicht näher eingegangen, sondern vielmehr die Grundlagen des Kristallwachstums erläutert, KUNZ [19]. Grundsätzlich lässt sich der Reaktionsablauf in zwei wesentliche Schritte unterteilen. Die eigentliche Entstehung des Kristalls (Nukleierung) und das sich daran anschließende Wachsen der Kristalle.

Voraussetzung für die Nukleierung ist das Überschreiten einer bestimmten Sättigungsgrenze und damit das Freisetzen der zur Kristallbildung benötigten Aktivierungsenergie. Nach dem Wechsel vom ursprünglich stabilen, zum nunmehr metastabilen Bereich, kommt es zur spontanen Bildung von sogenannten Clustern oder Subkeimen (kleinste kristallin-geordnete Bausteine). Sie entstehen aufgrund der Wechselwirkung zwischen Ionen und Molekülen in der Lösung.

Experimentelle Untersuchungen von KUNZ [19] zeigen, dass die Nukleierungsgeschwindigkeit für Calcit von folgenden Faktoren abhängt:

- Temperatur: ⇒ höhere Temperatur ⇒ höhere Nukleierungsgeschwindigkeit
- pH-Wert: ⇒ höherer pH-Wert ⇒ höhere Nukleierungsgeschwindigkeit
- Übersättigung: ⇒ größere Übersättigung ⇒ höhere Nukleierungsgeschwindigkeit
- Fremdkeimmenge: ⇒ größere Menge ⇒ höhere Nukleierungsgeschwindigkeit

4.3 Modellierung mittels mathematischer Ansätze

Neben den unter 4.1 genannten Kriterien für eine Modellierung der Selbstheilung, ist für den Betrieb von Wärmespeichern natürlich auch die Selbstheilung unter Berücksichtigung der Temperatur von großem Interesse. Sie geht in Form der zunehmenden Viskosität bei steigender Temperatur in

die Berechnung ein. Ausgehend vom Gesetz für laminare Strömungen von Hagen-Poiseuille, lässt sich somit folgende Formel aufstellen:

$$Q_{r0} = \xi \cdot h_l \cdot \frac{g \cdot w^3}{12 \cdot \nu \cdot d} \cdot a \quad \text{bzw.} \quad Q_{r0} = \xi \cdot Q_{gem} \quad (4.1)$$

EDVARSEN [5] hat den Durchflussfaktor ξ für 20 °C und einem Verhältnis p/d von 25 auf 0,25 abgeschätzt. Dieser Wert liegt über dem experimentell ermittelten. Da er bei höheren Temperaturen und größeren Verhältnissen von p/d sinken würde, liegt man mit dieser Annahme auf der sicheren Seite (siehe Tabelle 4.1).

Tabelle 4.1: Durchflussfaktoren ξ für unterschiedliche Druckgradienten

Druckgradient I [mWs/m]	Druck bezogen auf 30 cm dicke Wand [mWs]	Durchflussfaktor ξ
6,25	1,9	0,22
12,50	3,8	0,21
25,00	7,5	0,20

Ebenfalls durch experimentelle Untersuchungen mit anschließender Auswertung (Regressionsanalyse) bestimmte EDVARSEN [5] die zeitabhängige Durchflussreduzierung durch Selbstheilung zu:

$$Q(t) = Q_{r0} \cdot (65w^{-1,05} t^{(-1,3+4w)} - 100000 \cdot w^{5,8}) \quad (4.2)$$

mit: t in [h] und w in [mm]

Es ist somit möglich, zu jedem Zeitpunkt das Maß der Selbstheilung zu berechnen. Der Einfluss des Druckgradienten in Größenordnungen, die für Wärmespeicher interessant sind (0-1 bar), ist dabei zu vernachlässigen. Diese empirische Formel gilt sowohl für ruhende als auch für bewegte Rissufer.

5 PRÜFMETHODEN

5.1 Festigkeitsuntersuchungen

Festigkeitsuntersuchungen sind wie in [13] nicht unmittelbarer Bestandteil der hier gestellten Forschungsaufgabe, sie wurden trotzdem parallel zu den Dichtigkeitsuntersuchungen durchgeführt, um mögliche Zusammenhänge zwischen den Festigkeitswerten und den einzelnen Transportprozessen aufzuzeigen.

Die Festigkeitsuntersuchungen wurden nach DIN 1048, T 5 durchgeführt. Folgende Untersuchungen wurden durchgeführt:

Druckfestigkeit: 15 cm - Würfel

Biegezugfestigkeit: Prismen 10 x 10 x 53 cm³, Vierpunktbiegeversuch

Spaltzugfestigkeit: Hälften der Biegezugproben,

Die Lagerung der Prüfkörper erfolgte nach DIN 1048, T 5.

5.2 Permeabilität

Messvorrichtung

Zur Bestimmung der Permeabilität wurde eine eigens für diesen Zweck konstruierte Prüfeinrichtung der Firma Sommer verwandt, da Prüfverfahren zur Messung der Wasserpermeabilität in Deutschland nicht genormt sind. Die Prüfeinrichtung besteht aus der eigentlichen Prüfzelle, der Reglereinheit, sowie den Verbindungsmitteln (PU-Druckschläuche). Eine genaue Skizze des Versuchsaufbaus findet sich im Anhang (Bild 10.1 und Bild 10.2). Diese Permeabilitätsmessanlage wurde am Institut für Werkstoffe noch weiter entwickelt, so dass es möglich war, nur 3 cm dicke Betonscheiben mit einem Wasserdruck von 10 bar (1 MPa) zu beaufschlagen. Ebenfalls verbessert wurde die Messgenauigkeit. Zur Prüfung der gerissenen Proben wurde die Prüfzelle an die öffentliche Wasserversorgung angeschlossen. Die Prüfzelle besteht aus einem Grundkörper aus Aluminium, einem Anpressschlauch aus Gummi, einer PU-Dichtmanschette, einem Ausgleichsring aus Stahl sowie einer Messkapillare mit Feinskalierung am Ein- bzw. Auslauf (Bild 5.1). Je nach Durchmesser der Burette am Auslauf ist eine Erfassung von bis zu 0,01 ml möglich. Für Proben mit größerer Permeabilität können größere Büretten mit einer gröberen Skalierung angeschlossen werden. Die Messempfindlichkeit kann somit mit wenigen Handgriffen variiert und den jeweiligen Durchflussmengen angepasst werden. Zur Prüfung der gerissenen Proben wurde die Prüfzelle an die öffentliche Wasserversorgung angeschlossen.

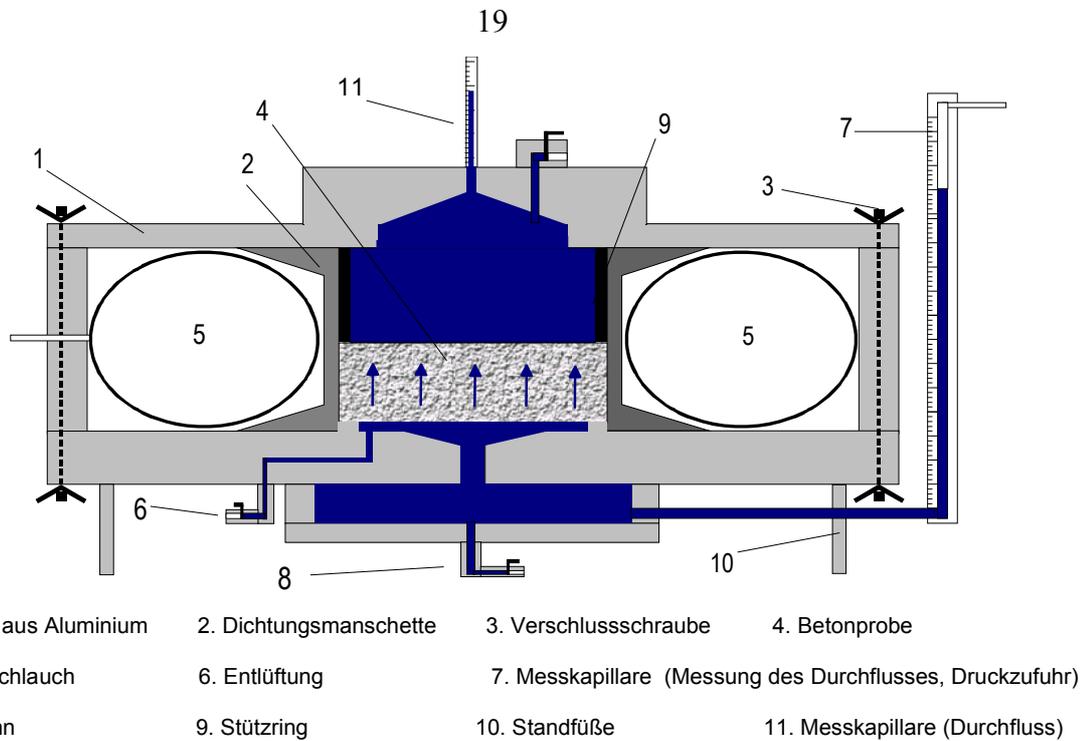


Bild 5.1: Schnitt durch eine Prü fzelle der Permeabilitätsmessanlage

Die Reglereinheit ist mit einem Steueranometer, einer Druckablassschraube, sowie fünf Prü fzellenanschlüssen ausgestattet und ermöglicht somit die parallele Steuerung mehrerer Prü fzellen. Die Verbindung zwischen Reglereinheit, Prü fzelle und Druckflaschen wird von temperaturbeständigen Druckluftschläuchen aus Poly-Urethan und Kupplungen aus Messing übernommen. Sämtliche Teile der Anlage arbeiten bis zu der erforderlichen Temperatur von ca. 80 °C einwandfrei. Dieses Kriterium war für die hier vorliegenden Versuche äußerst wichtig, da der Beton in den Wärmespeichern ebenfalls diese Temperatur erreichen kann. Die Prü fzellen ihrerseits wurden in große Klimaschränke gestellt (MEMMERT 600 ULP, Temperaturbereich von 30 bis 300 °C; Temperaturabweichung ± 1 °C), um so die Temperaturen von 20, 50 und 80 °C zu simulieren.

Prüfkörper

Die Prüfkörper wurden bis zur Prüfung im Wasser gelagert und hierbei gleichzeitig die Wasseraufnahme ermittelt. Die Wasserlagerung ist notwendig, um vergleichbare Ergebnisse zu erhalten, da der Permeabilitätskoeffizient je nach Feuchtegehalt des Betons stark schwankt, so geht z. B. mit zunehmendem Feuchtegehalt ein kleiner werdender Permeabilitätskoeffizient einher. Desweiteren kann die Permeabilität auch nur an Proben bestimmt werden, die nahezu wassergesättigt sind, da ein anfängliches Füllen der Poren die Durchflusswerte verfälschen würde. Die Prüfkörper selbst sind drei Zentimeter dicke Scheiben, die an beiden Seiten plan geschliffen wurden. Der Epoxidharzmantel hat hier, im Gegensatz zu den Diffusionsversuchen, nicht die Aufgabe, die Verdunstung über die Mantelflächen zu verhindern, sondern erleichtert lediglich die Abdichtung gegenüber der PU-Manschette. Ebenfalls sehr wichtig ist, dass der Epoxidharzmantel vor der Wasserlagerung aufgebracht wird, da das Epoxidharz den Verbund zum feuchten Beton nicht gewährleistet.

Messvorgang

Die Inbetriebnahme der Prü fzellen erfolgt im wesentlichen in 4 Schritten:

- Einbau der Probe,
- Zusammenbau der Zelle,
- Aufbringen des Drucks im Anpressschlauch und zuletzt
- Aufbringen des Drucks auf die Flüssigkeitssäule.

Ist die Prü fzelle mit dem für die Prüfung vorgesehenen Druck beaufschlagt, wird in regelmäßigen Abständen der Flüssigkeitsstand in der Messkapillare abgelesen und notiert. Der Ablesepunkt ist dabei der Meniskus der Flüssigkeitssäule. Die Messdauer beträgt wenige Minuten bis mehrere Tage.

5.3 Diffusion

Allgemeines

Bei den Diffusionsversuchen wurde auf die genormten Verfahren nach DIN 52615 zurückgegriffen. Dabei kam das Trockenbereichs- sowie das Feuchtbereichsverfahren zur Anwendung. Größerer Bedeutung kommt in dem hier zu untersuchenden Fall naturgemäß dem Feuchtbereichsverfahren zu.

Trockenbereichsverfahren:

Im Trockenbereichsverfahren wird der Diffusionskoeffizient D bzw. die Wasserdampfdiffusionswiderstandszahl μ zwischen 0 % rel. Feuchte und 50 % rel. Feuchte bestimmt. Die dazu verwendete Salzlösungen sind in Tabelle 5.1 aufgeführt.

Feuchtbereichsverfahren:

Im Feuchtbereichsverfahren wird der Diffusionskoeffizient D bzw. die Wasserdampfdiffusionswiderstandszahl μ zwischen 50 % rel. Feuchte und 93 - 100 % rel. Feuchte bestimmt. Dabei kommen je nach Temperatur und gewünschter Luftfeuchtigkeit verschiedene Salzlösungen bzw. Trocknungsmittel zum Einsatz, siehe Tabelle 5.1.

Tabelle 5.1: Salzlösungen bzw. Trocknungsmittel

rel. Feuchte	Versuchstemperatur		
	20 °C	50 °C	80 °C
0 – 3 %	Phosphorpentoxid P_2O_5	Phosphorpentoxid P_2O_5	Phosphorpentoxid P_2O_5
50 %	Natriumdichromat $Na_2Cr_2O_7 \cdot H_2O$	Natriumbromid NaBr	Natriumbromid NaBr
93 – 100 %	Amoniumdihydrogenphosphat bzw. H_2O	Amoniumdihydrogenphosphat bzw. H_2O	Amoniumdihydrogenphosphat bzw. H_2O

Eine ausführliche Tabelle über weitere Salze findet sich in SCHNEIDER [41] und der DIN EN ISO 12571 „Hygroskopische Sorptionskurven“.

Prüfkörper

Die Prüfkörperabmessungen wurden in Anlehnung an DIN 52615 gewählt.

1. Die Prüffläche soll in der Regel kreisförmig sein.
2. Die Dicke muss so gewählt werden, dass der Einfluss von Inhomogenitäten der Probe repräsentativ erfasst wird (Dicke mindestens doppelt so groß wie der größte Korndurchmesser)
3. Probendurchmesser soll mindestens das Vierfache der Probendicke betragen
4. Die Prüffläche muss mindestens 50 cm² betragen

In dieser weiterführenden Arbeit wurden dieselben Prüfkörperabmessungen verwandt, wie sie bereits in [13] beschrieben sind. Damit ist mit Ausnahme von Punkt 2 allen in der DIN geforderten Punkten Rechnung getragen. Dünnere als von der DIN 52615 geforderte Proben ergeben in der Regel etwas größere Diffusionskoeffizienten, so dass davon ausgegangen werden kann, dass die hier ermittelten Resultate eher auf der sicheren Seite liegen. Alle Prüfkörper wurden im Alter von ca. 28 Tagen gesägt und bis zur Prüfung noch mehrere Wochen in einem Exsikkator bei 50 % rel. Feuchte gelagert. Beim Einbau der Proben befanden sich die Proben im Feuchtegleichgewicht. Bei der Ermittlung des Diffusionskoeffizienten sowie der Diffusionswiderstandszahl an den gerissenen Proben wurden 5 cm Dicke Scheiben gewählt, um den Einfluss der Selbstheilung der Risse genauer quantifizieren zu können.

Messvorrichtung

Die eigentliche Messvorrichtung besteht aus den Probenschälchen, auf die die Betonproben aufgesetzt werden, den Exsikkatoren und den Klimaschränken. Die Probenschälchen sind eine Sonderanfertigung der Firma Koch & Nagy, Stuttgart, für die FMPA. Ihr Durchmesser beträgt 100 mm, die Höhe ca. 10 mm. Sie sind entweder aus Aluminium oder aus Edelstahl. Um eine möglichst lange Lebensdauer zu erreichen, sind sie auf der Innenseite mit einem Lacküberzug versehen. Die Exsikkatoren stammen ebenfalls von der Firma Koch & Nagy, Stuttgart. Ihr Innendurchmesser beträgt 300 mm. Durch Einbau von mehreren Böden konnte die Kapazität voll ausgelastet und ca. 12 Diffusionsproben je Exsikkator gleichzeitig geprüft werden (siehe Bild 5.2).

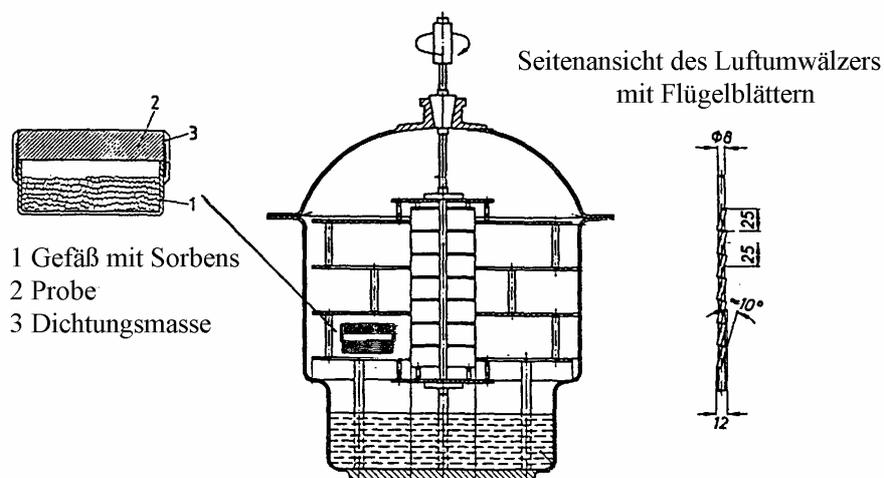


Bild 5.2: Darstellung des Versuchsaufbaus zur Bestimmung des Wasserdampfdiffusionskoeffizienten von Beton im Trocken- bzw. Feuchtbereichsverfahren

Um eine gleichmäßige Feuchteverteilung zu gewährleisten, wurde am oberen Tubus ein Wirbler befestigt. Dieser sorgte für die in der DIN 52615 vorgegebene Luftgeschwindigkeit von $0,02 < v_L < 0,3$ [m/s]. Aufgrund der hohen Temperaturbelastung kamen hierbei kleine Modellmotoren zum Einsatz, die bei 80 °C lediglich eine Lebenserwartung von ca. 11 Wochen aufwiesen, in der Anschaffung jedoch nur wenige Mark kosteten. Die Exsikkatoren ihrerseits wurden in große Klimaschränke gestellt (MEMMERT 600 ULP, Temperaturbereich von 30 bis 300 °C; Temperaturabweichung ± 1 °C), um so die Temperaturen von 50 und 80 °C zu simulieren. Zur Ermittlung der Gewichtsänderung, wurde eine elektronische Waage mit einem Genauigkeitsbereich von $\pm 0,005$ g gewählt.

Messvorgang

Beim Trockenbereichsverfahren gestaltet sich der Einbau der Proben einfach. In die trockenen Aluschälchen wird Phosphorpentoxid eingefüllt. Danach wird die Probe aufgesetzt und das ganze sofort mit Gewebepapier umwickelt. Durch mehrmaliges Aufbringen von Epoxidharz (Sikafloor® 380, Sika Chemie GmbH, Stuttgart), wird die Probe und das Aluschälchen feuchtedicht an den Mantelflächen miteinander verbunden. Nach einer Aushärtezeit von ca. 24 h wird die Probe in den Exsikkator gestellt und nach weiteren 24 h das erstmalig gewogen. Beim Trockenbereichsverfahren herrscht ein Feuchtegefälle von außen nach innen. Die Probe samt Schälchen muss also schwerer werden. Ist der Massenstrom I [g/h] durch die Probe annähernd konstant, so wird mit diesem Wert der Diffusionskoeffizient D bzw. die Widerstandszahl μ berechnet.

Beim Feuchtbereichsverfahren erfolgt das Aufkleben der Proben auf die Aluschälchen in gleicher Weise wie beim Trockenbereichsverfahren. Zusätzlich werden jedoch zwei Schläuche mit eingeklebt, so dass zwischen der Probenunterseite und der äußeren Umgebung noch eine Verbindung besteht. Nach Aushärten des Epoxidharzes wird die Salzlösung mittels einer Spritze injiziert. Einer der beiden Schläuche kann nun verschweißt werden. Nach mehreren Stunden im Exsikkator (50 bzw. 80 °C) kann auch das zweite Schläuchchen, das dem Druckausgleich während des Erwärmungsvorgangs dient, verschweißt werden. Nun kann die eigentliche Messung beginnen. Beim Feuchtbereichsverfahren herrscht ein Feuchtegefälle von innen nach außen. Die Probe samt Schälchen muss also leichter werden. Aus dem gemessenen Diffusionsstrom I [g/h] kann somit der Diffusionskoeffizient und die Widerstandszahl berechnet werden.

5.4 Kapillare Wasseraufnahme

Messvorrichtung

Die zur Ermittlung der Wasseraufnahme benötigte Messvorrichtung ist äußerst simpel. Sie besteht aus temperaturbeständigen Kunststoffwannen der Größe 450 x 300 x 70 mm sowie einer ebenfalls temperaturbeständigen Plexiglasabdeckung, welche drei kreisförmige Aussparungen besitzt, durch die die Proben gesteckt werden können. Zur Ermittlung der Gewichtsänderung infolge Wasseraufnahme wurde die im vorigen Kapitel erwähnte und beschriebene Waage (Messbereich $\pm 0,005$ g) verwendet. Ebenfalls in diesem Kapitel sind die Temperaturschränke aufgeführt, die zur Ermittlung des WA-Koeffizienten bei 50 und 80 °C zum Einsatz kamen.

Prüfkörper

Die untersuchten Betonproben hatten eine zylindrische Form, der Durchmesser betrug 15 cm, die Höhe ca. 12 cm. Die Probengröße richtet sich dabei laut DIN 52617 nach den Maßen, in denen das Material verfügbar ist und nach der voraussichtlichen Wasseraufnahme (je größer die erwartete Geschwindigkeit der Wasseraufnahme ist, um so größer muss das Maß in Saugrichtung sein). Die Prüffläche sollte eben sein und mindestens 50 cm² betragen. Diese von der DIN 52617 geforderten Bedingungen wurden mit den gewählten Probekörperabmessungen eingehalten. Die KWA-Versuche (kapillare Wasseraufnahme) wurden ebenfalls bei drei verschiedenen Temperaturen durchgeführt (20, 50 und 80°C). Zunächst wurden die Zylinder bei 60°C bis zur Gewichtskonstanz getrocknet. Die Trocknungstemperatur wurde dabei absichtlich auf 60°C begrenzt, um Kristallumbildungen im Betongefüge auszuschließen. Nach dem Erreichen der Gewichtskonstanz wurden die Proben an der Mantelfläche mit durchsichtigem Epoxidharz versiegelt.

Bei Versuchen mit 50 zw. 80°C wurde zudem die Temperatur der Probekörper und des Wassers an die spätere Versuchstemperatur angepasst, um von Versuchsbeginn an die geforderte Temperatur zu erhalten.

Messvorgang

Die Proben werden mit der Stirnfläche in die Schale mit dem auf die jeweilige Versuchstemperatur vortemperierten Wasser gestellt (siehe Bild 5.3). Die Probe taucht dabei ca. 2 - 10 mm in das Wasser ein. Da die Proben bei Versuchsbeginn sehr viel Wasser aufnehmen, werden sie anfangs häufiger gewogen (Wägungen nach 5, 10, 20, 30 ... min. nach Versuchsbeginn). Nach ca. 24 h ergaben die Messungen, dass eine weitere gravimetrische Überwachung im 24-Stundentakt ausreichte. Beim Wiegen der Proben ist darauf zu achten, dass die mit Wasser benetzten Flächen immer in gleicher Weise abgetrocknet werden, um die Gewichtsänderung möglichst genau zu erfassen. Besonders problematisch ist dabei die genaue Gewichtserfassung der bei 80°C geprüften Proben, da hier eine sofortige Verdunstung an der Eintauchfläche erfolgt. Bei 50 und 80°C wurden die Schalen zudem mit einer Plexiglasschablone abgedeckt, um die Verdunstung des Wassers gering zu halten und ein Austrocknen über Nacht zu verhindern.

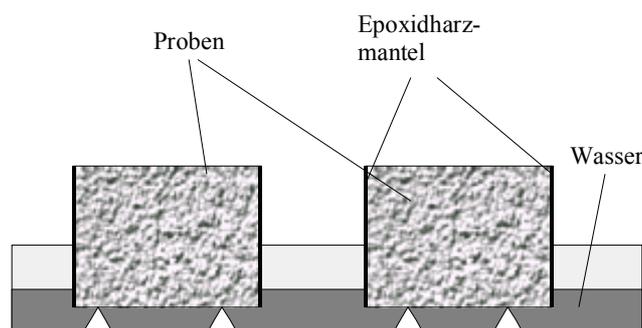


Bild 5.3: Versuchsaufbau zur Bestimmung der kapillaren Wasseraufnahme

Die Versuchsdauer war auf 168 h begrenzt. Danach wurden die Probekörper aufgespalten und die Eindringfront ausgemessen. Der WA-Koeffizient A wird nun wie folgt ermittelt. Die gewonnenen Messdaten werden in ein Wurzel-t Diagramm eingezeichnet. Dabei ist die Abhängigkeit zwischen der flächenbezogenen Wasseraufnahme W und der Quadratwurzel der Zeit t annähernd - abgesehen vom Anfangsverlauf - linear, so dass sich der Wasseraufnahmekoeffizient aus der Steigung der Ge-

raden ergibt. Dabei sollten mindestens vier Messpunkte auf einer Geraden liegen. Der WA-Koeffizient ist aus der Steigung der durch die Messpunkte gezogenen Linie zu ermitteln.

5.5 Auslaugung

Auslaugung ist ein bei Beton natürlicher und nicht zu verhindernder Prozess. Ausgelaugt werden vorwiegend Calcium und Magnesium, wobei die Calciumcarbonatbildung den Hauptauslaugungsprozess darstellt. Andere Elemente spielen mengenmäßig eine eher untergeordnete Rolle und werden daher nicht weiter verfolgt. Die Ausfällung von Calcit (u. Aragonit, Vaterit) ist auf der einen Seite ein durchaus gewünschter Effekt, da er maßgeblich das Selbstheilungsverhalten des Betons bestimmt. Auf der anderen Seite kann es durch zu hohe Ausfällungsraten zu Schäden an Rohrleitungen und Wärmetauschern und zu einer Verschlämzung des Behälters kommen. Eine grobe, rechnerische Abschätzung der Auslaugungsraten scheint daher unverzichtbar. Die in Kapitel 6.7 dargestellten Auslaugversuche wurden an der FMPA durchgeführt.

Messvorrichtung

Zur Abschätzung der Auslaugungsmenge oberflächlich gelöster Ca- und Mg-Verbindungen beim Kontakt der Betone mit heißem Wasser, wurden für HFB Nr. 41 und BPR Würfel mit der Kantenlänge von 10 cm in einem Exsikkator (Fassungsvermögen ca. 4 Liter) mit eingeschliffenem Deckel 84 Tage lang ausgelaugt. Für die beiden selbstverdichtenden Betone SVB-1 und SVB-2 wurde aus fertigungstechnischen Gründen ein Zylinder ($\varnothing = 10 \text{ cm}$, $h = 10 \text{ cm}$) gewählt. Bei dem Eluenten handelte es sich um destilliertes Wasser. Zur Temperierung wurde der Exsikkator in einen Temperaturschrank bei 40, 60 und 80 °C ± 2 °C gestellt. Diese Temperaturen wurden gewählt, da davon ausgegangen werden kann, dass Auslaugungsvorgänge mit zunehmender Temperatur beschleunigt werden und 60 °C ungefähr der mittleren Speichertemperatur entsprechen (Wasserdurchschnittstemperatur Friedrichshafen 1991 $\approx 57,4$ °C). Zudem kann so der Einfluss unterschiedlicher Temperaturen auf den Auslaugungsprozess erfasst werden.

Eine mechanische Bewegung, z. B. durch Rühren, fand nicht statt, es kann jedoch davon ausgegangen werden, dass durch die thermische Bewegung im Eluenten eine ausreichende Durchmischung stattgefunden hat. Da zunächst nicht feststand, ob zur Reduzierung der Auslaugungsvorgänge, die zukünftigen Speicherbauwerke mit einem Stickstoffpolster zwischen Wasseroberfläche und Dach versehen werden sollten, wurde bei allen Betonen die Auslaugungsversuche sowohl unter atmosphärischen Bedingungen (Luft), als auch unter Stickstoff durchgeführt. Bei den Arbeiten unter Stickstoff wurde in regelmäßigen Abständen (alle 2 bis 4 Tage) das Stickstoffpolster durch Zugabe von Stickstoff erneuert. Für die Versuche unter Luft wurde das Luftpolster jeweils mit dem Eluentenwechsel erneuert. Das Verhältnis Eluent zu Probe betrug 3:1. Zur Ermittlung der löslichen Gesamtmenge an Ca und Mg wurde der Eluent nach jeweils 1, 3, 7, 14, 21, 42, und 57 bzw. 84 Tagen nach Versuchsbeginn gewechselt (insgesamt 7 Eluate) und die Konzentration in den Eluaten mittels ICP-OES (nach DIN 38406 E 22) bestimmt. Ausführliche Versuchsbeschreibungen und Ergebnisse befinden sich in JOOSS [12, 13] und VOLLAND [43, 44, 45].

6 EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN UND ERGEBNISSE

6.1 Untersuchte Betone

Referenzbeton B 35

Dieser Beton diente, wie in der Überschrift bereits betont, lediglich dem Vergleich mit den anderen Hochleistungsbetonen. Er wird im weiteren als Null- oder Referenzbeton bezeichnet. Die Mischung entspricht dabei den Anforderungen eines WU-Betons nach DIN 1045, Abschn. 6.5.7.2. Sämtliche Prüfungen (Frisch- / Festbetoneigenschaften, Permeabilität, Diffusion u. Kapillarität) entsprechen dabei exakt den Prüfungen der anderen Betone, so dass eine Quantifizierung der Leistungssteigerung der anderen Betone möglich wurde. Eine genaue Rezeptur des Referenzbetons befindet sich im Anhang, Tabelle 10.5.

Hochfeste Betone

Der hochfeste Beton Nr. 41 wird in diesem Bericht nochmals mit aufgeführt, da die Ergebnisse der Auslaugversuche im Gegensatz zu den Ergebnissen der Dichtigkeitsversuche nicht im vorhergehenden Bericht dargestellt waren. Ausgangspunkt war eine von der Firma Schwenk-Zement vorgeschlagene Mischung, die im Laufe der Untersuchungen unter den Aspekten der Dichtigkeit, der Verarbeitbarkeit und der Kosten ständig optimiert wurde. Die genaue Zusammensetzung der Betone befindet sich ebenfalls im Anhang, Tabelle 10.5.

Béton de poudres réactives (BPR) und Feinkornhochleistungsbeton (FHB)

BPR in seiner ursprünglichen Form ist ein faserbewehrter Beton, der sich durch extreme Festigkeit und Dichtigkeit hervorhebt und von der französischen Firma Bouygues hergestellt wird. Mit einem Größtkorn von ca. 250 μm , einem Zementgehalt von ca. 700-800 kg/m^3 und einem w/z-Wert von $< 0,20$, unterscheidet er sich schon hinsichtlich der Zusammensetzung deutlich von herkömmlichen Betonen. Auch die Verarbeitung gestaltet sich völlig anders, als man dies von herkömmlichen Betonen gewohnt ist. BPR kann nicht verdichtet werden und weist bei Mischende eine honigartige Konsistenz auf. Selbst nach 24 Stunden ist BPR noch so weich, dass ohne Mühe Gegenstände eingedrückt werden können. Da bei BPR die Zusammensetzung bereits von der Firma Bouygues vorgegeben wurde, beschränkten sich die Untersuchungen auf Variation des Gehalts an Verflüssiger bzw. Wasser sowie Änderungen in der Mischdauer bzw. Intensität. Mit diesen beiden Punkten sollten Schwachstellen bei der Herstellung lokalisiert werden. Desweiteren wurde der Temperatureinfluss während des Erhärtens untersucht, um den Unterschied zwischen vorgefertigten Bauteilen und vor Ort gefertigten Bauteilen deutlich zu machen.

Ab August 1999 wurden aufgrund der schlechten Verarbeitbarkeit der Premix-Mischungen zusätzlich Versuche mit einem selbstentworfenen Feinkornhochleistungsbeton (FHB) durchgeführt. Dabei wurden Wasser- und Fließmittelzugabe variiert. Das dabei wichtigste Ziel war die bei BPR nur mäßige Verarbeitbarkeit deutlich zu verbessern, ohne die bei BPR günstigen Eigenschaften hinsichtlich der Festigkeit und Dichtigkeit zu verschlechtern.

Zusätzlich zu den bereits erwähnten Mischungen mit BPR und dem selbst entworfenen FHB wurde auch noch Ductal[®] in das Versuchsprogramm aufgenommen. Ductal[®] ist eine Weiterentwicklung

von BPR. An Ductal[®] wurden jedoch nur noch Ergänzungsversuche durchgeführt, da davon ausgegangen werden konnte, dass sich die Eigenschaften im Vergleich zu BPR nicht gravierend ändern.

Selbstverdichtender Beton (SVB)

Selbstverdichtender Beton (SVB; engl.: self compacting concrete, SCC) wurde 1988 in Japan entwickelt. Gegenüber herkömmlichem Beton zeichnet er sich dadurch aus, dass er unter seinem Eigengewicht entlüftet und bis zum Niveaueausgleich fließt. Er braucht deshalb nicht durch Rütteln verdichtet zu werden. SVB besitzt zudem drei wesentliche Eigenschaften: einen gegenüber herkömmlichem Beton reduzierten Anteil an Grobzuschlag, ein niedriges Wasser-Feinststoffverhältnis, und eine extreme Fließfähigkeit durch hochwirksame Fließmittel (z. B. Polycarboxylate).

Die selbstverdichtenden Eigenschaften werden durch einen wesentlich erhöhten Mehlkorngesamt (Korn < 0,125 mm) erreicht, der mit Wasser und hochwirksamen Fließmitteln die tragfähige Suspension (Leim) hoher Viskosität bildet, in der die groben Zuschläge entmischungsfrei schwimmen. Das Ausbreitmaß lässt sich mit über 70 cm, ohne einen einzigen Schlag, keiner Konsistenzklasse der DIN 1045 zuordnen. Für Herstellung, Verarbeitung und Bemessung von selbstverdichtendem Beton (SVB) existieren bisher keine speziellen technischen Regelwerke. Maßgebend sind demnach die derzeit gültigen Normen und Richtlinien:

- DIN 1045 (7.88) *künftig*: DIN 1045-1 und DIN 1045-2
- DIN 4227 Teil 1 (7.88)
- Richtlinie des DAfStb für Fließbeton (Ausgabe 95)

Selbstverdichtender Beton erfüllt dabei in mehreren Punkten nicht die Anforderungen bzw. Regelungen der DIN 1045 (7.88). Auch in den Entwurfsfassungen der DIN 1045-1 und DIN 1045-2 sind keine speziellen Anwendungsregeln für SVB vorgesehen. Den zur Zeit besten Überblick über den Entwicklungsstand bietet der Sachstandbericht des DAfStb, sowie die sich zur Zeit in Arbeit befindliche Richtlinie für SVB des DAfStb. Dabei können wie bei herkömmlichem Beton verschiedene Festigkeitsklassen hergestellt werden. In dieser Arbeit wurden zwei selbstverdichtende Betone: SVB-1 der Festigkeitsklasse B 35 und SVB-2 der Festigkeitsklasse B 65, als ein Vertreter der hochfesten, selbstverdichtenden Betone, untersucht.

6.2 Frischbetoneigenschaften und Verarbeitbarkeit der untersuchten Betone

Referenzbeton

Tabelle 6.1: Frischbetoneigenschaften des Referenzbetons

Mischung Nr.	Datum	Ort	Ausbreitmaß [cm]			Rohdichte [kg/m ³]	Luftgehalt [%]
			A ₀	A ₃₀	A ₆₀		
5	18.08.97	W & F, Plochingen	46	44	-	2,39	0,8
9	27.10.97	W & F, Plochingen	40	41	-	2,41	1,4

Hochfeste Betone

Tabelle 6.2: Frischbetoneigenschaften der hochfesten Betone

Mischung Nr.	Datum	Ort	Ausbreitmaß [cm]		Rohdichte [kg/m ³]	Luftgehalt [%]
			A ₁₀	A ₄₅		
41	11.03.98	Schwenk / Allmendingen	57	53	2,45	1,0
41	22.07.98	Schwenk / Allmendingen	58	56	2,46	1,4

Feinkornhochleistungsbeton (FHB und DUCTAL®)

Bei den ab August 1999 selbst entworfenen FHB-Mischungen fiel die erheblich verbesserte Verarbeitbarkeit, aber auch die zunächst geringere Rohdichte der Probekörper auf. Desweiteren wurde festgestellt, dass sämtliche Mischungen auf geringe Schwankungen der zugegebenen Wassermenge mit deutlich gesteigertem Porenvolumen (abnehmender Rohdichte) reagierten. Die Zusammensetzung der Mischungen wurde solange variiert, bis die Verarbeitbarkeit und die Festbetoneigenschaften (Druck-, Biegezugfestigkeit und Dichtigkeit) optimal waren. Übliche Frischbetoneigenschaften konnten hierbei aus den oben genannten Gründen ebenfalls nicht ermittelt werden.

Auch bei Ductal® ließen sich keine Frischbetoneigenschaften im herkömmlichen Sinne ermitteln. Die Verarbeitungsqualität lehnt sich aber sehr stark an die des BPR an.

Selbstverdichtender Beton (SVB)

Bei SVB bestimmen zwei wesentliche Kennwerte die Frischbetoneigenschaften: das Fließmaß und der Luftgehalt. Das Fließmaß wird in Anlehnung an DIN 1048 bestimmt, die Fallstöße entfallen jedoch. SVB sollte ohne Fallstöße ein Ausbreitmaß von 65-70 cm erreichen. Der Luftgehalt liegt im Bereich von herkömmlichem Beton. Besonderes Augenmerk ist auf den Zusammenhalt der Mischung zu richten. Die genaue Ermittlung der Frischbetoneigenschaften von SVB werden ausführlich in REINHARDT [32] beschrieben. In nachfolgender Tabelle 6.3 sind die ermittelten Frischbetoneigenschaften aufgetragen.

Tabelle 6.3: Frischbetoneigenschaften von SVB

Mischung Nr.	Datum	Ort	Fließmaß* [cm]		Rohdichte [kg/m ³]	Luftgehalt [%]
			A ₁₀	A ₄₅		
SVB-1	22.11.1999	Schwenk / Allmendingen	75	72	2,37	0,7
SVB-2	13.03.2000	Schwenk / Allmendingen	78	75	2,36	1,3

* Ausbreitmaß ohne Fallstoß

Wie aus Tabelle 6.3 ersichtlich, erreichte die Mischung SVB-1 das erforderliche Fließmaß (≥ 65 cm) mühelos. Bei der ersten Mischung für SVB-1 war jedoch eine so große Entmischungsneigung zu beobachten, dass diese verworfen wurde und nochmals hergestellt werden musste. Die zweite Mischung für SVB-1 ließ sich wie die später hergestellte Mischung SVB-2 problemlos verarbeiten und zeigte keine Entmischungsneigung mehr.

6.3 Festigkeit

In Tabelle 6.4 sind die Druck-, Biegezug- und sofern ermittelt auch die Spaltzugfestigkeiten nach 28 Tagen aufgeführt. Alle Versuche wurden bei Raumtemperatur durchgeführt. Um die Ergebnisse übersichtlicher zu machen, wurde in Tabelle 6.4 der Nullbeton mit dem Faktor 1 gewertet. Ein Faktor > 1 bedeutet somit eine Zunahme der Festigkeit in Bezug auf Normalbeton, ein Faktor < 1 eine Reduzierung.

Bei dem hochfesten Beton ist im Vergleich zum Nullbeton eine deutliche Steigerung erkennbar. Die Druckfestigkeitswerte erreichen nahezu das Doppelte und auch die Zugfestigkeiten liegen um mindestens 40 % höher als beim Nullbeton. Man kann hier also durchaus von einem signifikanten Anstieg sprechen.

Der Béton de poudres réactives (BPR) weist die größte Festigkeit, sowohl im Druck- als auch im Biegezugbereich auf. Die Steigerungen betragen dabei im Vergleich zum Nullbeton zwischen 340 und 420 %, wobei diese Mischung einer Temperatur- und Druckerhöhung während des Erhärtungsvorgangs ausgesetzt war.

Tabelle 6.4: Vergleich der Festigkeitswerte der untersuchten Betone nach 28 Tagen in [N/mm²]

Betonsorte	Druckfestigkeit	F	Biegezugfestigkeit	F	Spaltzugfestigkeit	F
Referenzbeton (B35)	45	1,0	5,8	1,0	4,0	1,0
HFB Nr. 41	93	2,0	8,1	1,4	7,0	1,8
BPR	190	4,2	19,8	3,4	-	-
FHB	122	2,7	30,1	5,2	-	-
Ductal®	177	3,9	31,4	5,4	-	-
SVB - 1	56	1,2	5,9	1,0	4,6	1,2
SVB - 2	71	1,6	7,4	1,3	6,3	1,6

Für Ductal® wurde zusätzlich der Einfluss der Erhärtung unter Dampf/Temperatur untersucht. Es stellte sich heraus, dass bei einer Erhärtungstemperatur von 90 °C in Dampfatmosfera die Festigkeit deutlich zunahm. Sie betrug nach 28 Tagen ca. 252 N/mm² und lag somit um ca. 42 % über der Mischung, die bei Normbedingungen erhärtet war (177 N/mm²). Die Biegezugfestigkeit stieg um ca. 11 % von 31,4 auf 35 N/mm².

6.4 Be- und Entfeuchtungsverhalten der untersuchten Betone

Um das Be- und Entfeuchtungsverhalten von Beton zu untersuchen, wurden von jeder Betonsorte mehrere Proben zunächst einem Befeuchtungsprozess (Wasserlagerung) und anschließend einem Entfeuchtungsprozess (Trocknung) ausgesetzt. Um vergleichbare Ergebnisse für das Wasseraufnahmevermögen zu erhalten, wurden gleiche Ausgangsbedingungen geschaffen. Dies wurde erreicht, indem die Proben (Zylinderscheiben mit 10 cm Durchmesser und ca. 3 cm Höhe) vor der Wasserlagerung mehrere Wochen bei Normklima (20 °C und 65 % rel. F.) bis zur Massekonstanz gelagert wurden.

Bild 6.1 zeigt deutlich die Unterschiede bei der Wasseraufnahme der verschiedenen Betone. Bei BPR ist kaum eine Wasseraufnahme zu beobachten. Es könnte sich dabei auch um oberflächlich

anhaftendes Wasser handeln. Einen gut sichtbaren Sprung gibt es zwischen BPR und hochfestem Beton. Alle Ergebnisse sind Mittelwerte aus mehreren Einzelmessungen.

SVB-1 zeigt ein der Festigkeitsklasse B 35 entsprechendes Befeuchtungsverhalten. Die Kurve liegt dabei leicht unter der des Referenzbetons. Nach ca. 550 Stunden liegt der Wert der Wasseraufnahme rund 10 % unter dem des Referenzbetons, wobei diese Abweichung noch der normalen Schwankung zugerechnet werden kann. Ein gänzlich anderes Wasseraufnahmeverhalten von SVB im Bezug auf herkömmlichen Beton ist nicht zu beobachten.

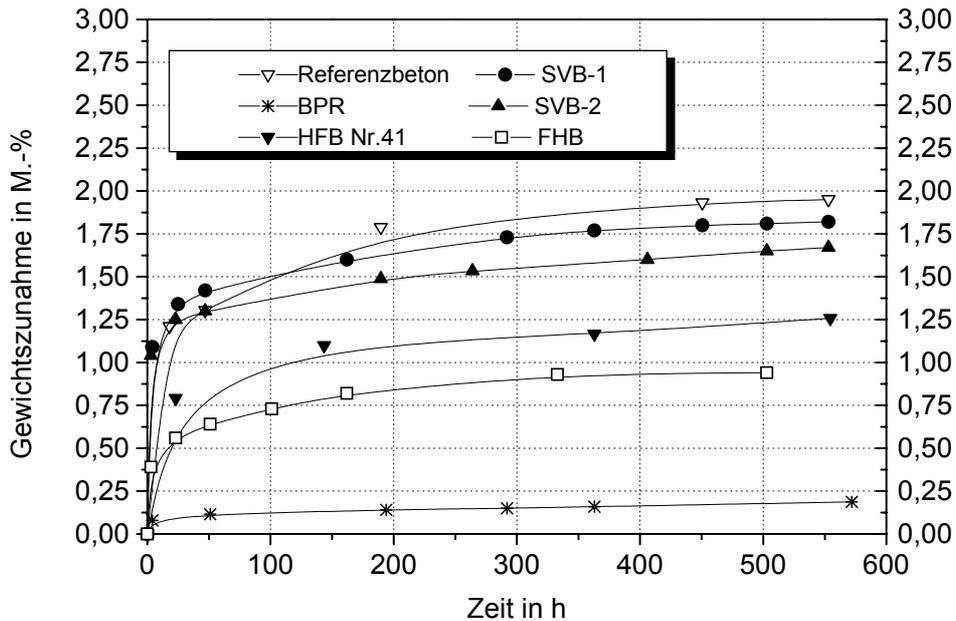


Bild 6.1: Entwicklung der Gewichtszunahme der untersuchten Betone bei Wasserlagerung in Abhängigkeit der Zeit

SVB-2 weist eine Wasseraufnahme auf, die nochmals ca. 15 % unter der des SVB-1 liegt. Die hochfesten Betone liegen jedoch noch deutlich darunter (100 %). Verglichen mit den ermittelten Wasseraufnahmekoeffizienten (s. Kapitel 6.5.3, Bild 6.7) stimmen die Ergebnisse in der Größenrelation zu den anderen Betonen gut überein. Auffällig bei SVB-2 ist jedoch die relativ starke Wasseraufnahme zu Beginn des Versuchs und der deutliche Knick der Kurve nach ca. 24 h.

Der selbst entworfene FHB zeigte eine deutlich höhere Wasseraufnahme als der BPR. Sie liegt nach ca. 500 Stunden bei 1 % und damit nur geringfügig unter der Wasseraufnahme von Hochleistungsbeton HFB Nr. 41.

Nach mehreren Wochen war bei allen Proben keine weitere Wasseraufnahme mehr zu erkennen. Die freie Wassersättigung war somit erreicht und die Proben wurden in einen Trockenschrank umgelagert. Die Trocknungstemperatur wurde zunächst auf 60 °C und im weiteren Verlauf (nach ca. 750 Stunden) auf 105 °C eingestellt. Bild 6.2 zeigt anschaulich die unterschiedlichen Trocknungsverläufe. Der hochfeste Beton trocknet langsamer und weniger stark aus als der Referenzbeton. BPR verliert nur sehr wenig Wasser. Die größte Wasserabgabe zeigt die Gruppe der selbstverdichtenden Betone, die Werte von 6,5 % (SVB-1) bzw. 6,2 % (SVB-2) erreicht. Der hochfeste Beton liegt mit ca. 4,3 % Gewichtsverlust nach 2250 Stunden schon gut 1,3 % unter dem Referenzbeton.

Den eindeutig geringsten Trocknungsverlust weist BPR auf. BPR verliert bei der Trocknung bei 60 °C nur ca. 1 % seines Gewichtes, bei Trocknung bei 105 °C dagegen 2,5. Der Masseverlust bei selbstverdichtendem Beton SVB-1 während des Trocknens liegt bei 60 °C deutlich unter dem von herkömmlichem Beton gleicher Festigkeitsklasse. Bei einer Trocknungstemperatur von 105 °C steigt die abgegebene Wassermenge nochmals stark an und übertrifft für SVB-1 und SVB-2 noch die des herkömmlichen Rüttelbetons.

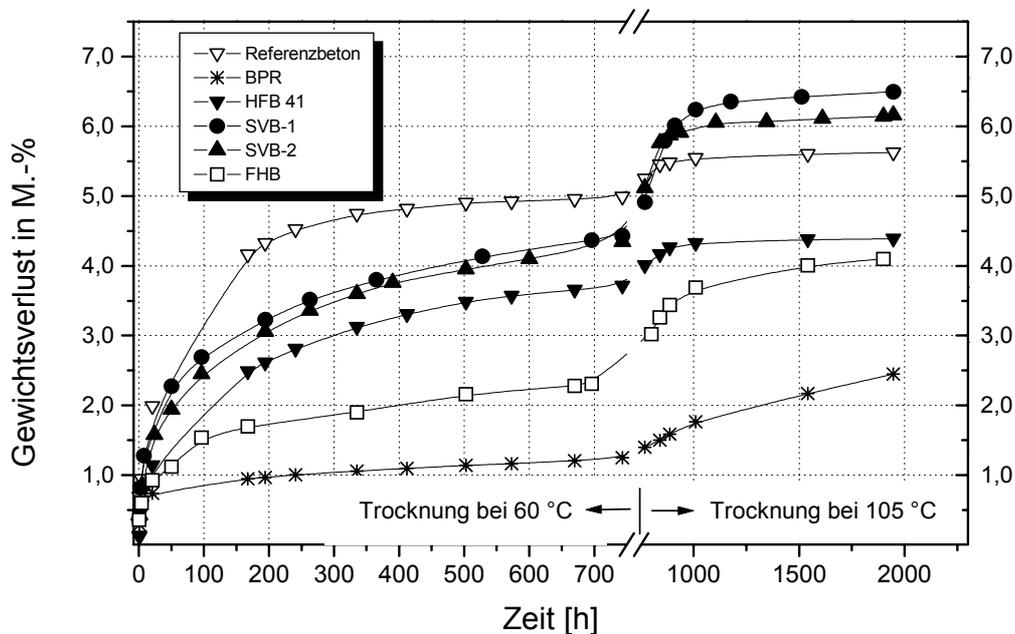


Bild 6.2: Entwicklung der Gewichtsabnahme der untersuchten Betone bei Trocknung (60 / 105 °C) in Abhängigkeit der Zeit

Der Masseverlust beim Trocknen von SVB-2 liegt leicht unter dem von SVB-1. Der nach ca. 350 Stunden einsetzende Anstieg des Masseverlustes, wie er bei SVB-1 zu beobachten ist, lässt sich auch bei SVB-2 erkennen. Beim Wechsel der Trocknungstemperatur von 60 auf 105 °C nach ca. 750 Stunden ist bei SVB-2, ähnlich wie bei SVB-1, ein starker Gewichtsverlust zu beobachten. Nach ca. 2200 Stunden nähert sich die Kurve dem ungefähren Endwert von ca. 6,16 % und liegt somit nur knapp unter dem von SVB-1. Gerade das Ansteigen des Masseverlustes bei den beiden selbstverdichtenden Betonen bei 105 °C ist derzeit nicht schlüssig erklärbar und sollte genauer untersucht werden. FHB zeigt ebenso wie bei der Wasseraufnahme ein beschleunigtes Transportverhalten im Vergleich zu BPR. Die abgegebene Feuchtigkeitsmenge liegt nach 1800 Stunden mit 4,1 % nahezu doppelt so hoch wie bei BPR.

6.5 Dichtigkeitsuntersuchungen an ungerissenen Proben

In einem ersten Schritt wurden alle Betone, die den gestellten Anforderungen an die Verarbeitbarkeit und die Festigkeit genügten auf Dichtigkeit (Permeabilität, Diffusion) und kapillare Wasseraufnahme geprüft. Dabei wurden ausschließlich ungerissene Proben verwandt. Aufgrund der Ergebnisse konnten bestimmte Betone bereits zu diesem Zeitpunkt für die Verwendung beim Bau von Wärmespeichern ausgeschlossen werden. Lediglich bei in Frage kommenden Betonen wurden auch gerissene Proben auf Permeabilität und Diffusion untersucht, da das Herstellen von Proben mit eingelegter Bewehrung und das spätere Einstellen von Rissen deutlich aufwendiger ist.

6.5.1 Permeabilität

Das folgende Diagramm stellt die Abhängigkeit des Permeabilitätskoeffizienten von der Temperatur dar. Da sich die Dichtigkeit bei zementgebundenen Werkstoffen durch Ursachen wie Nachhydratation u. ä. im Laufe der Zeit stets erhöht, werden die Permeabilitätskoeffizienten jeweils für die Versuchsdauer von 1 und von 48 Stunden angegeben.

Die Gruppe der selbstverdichtenden Betone verhält sich ungefähr entsprechend der jeweils gewählten Festigkeitsklasse. SVB-1 liegt dabei nach 1 Stunde dennoch deutlich unter dem Referenzbeton derselben Festigkeitsklasse (B 35). Der Durchlässigkeitsbeiwert von SVB-1 liegt ca. 38 % unter dem von Normalbeton. Die Steigerung der Durchlässigkeit zwischen 20 und 80 °C beträgt nahezu 30 %. Die Steigerung der Durchlässigkeit von SVB-1 mit zunehmender Temperatur weicht dabei nicht von dem der anderen Betone ab.

SVB-2 liegt mit einem Durchlässigkeitsbeiwert von $3,7 \times 10^{-13}$ m/s (20 °C) nach einer Stunde ca. 28 % unter dem SVB-1. Aus Bild 6.3 lässt sich jedoch noch deutlich der Abstand zu dem hochfesten Beton erkennen. Die Zunahme der Permeabilität mit der Temperatur ist bei SVB-2 deutlicher ausgeprägt als bei den anderen Betonen. Sie beträgt zwischen 20 und 80 °C ca. 73 %, wobei die Zunahme zwischen 20 und 50 °C mit ca. 50 % größer ausfällt, als die Zunahme zwischen 50 und 80 °C (15 %).

BPR zeigt mit $k_w = 4 \times 10^{-14}$ m/s bei 20 °C eine um einen Faktor 4 geringere Durchlässigkeit gegenüber hochfestem Beton und um einen Faktor 20 geringere, gegenüber dem Referenzbeton. Wie bei den anderen Betonen lässt sich auch bei BPR eine Zunahme der Permeabilität mit der Temperatur ablesen.

Der nach eigener Rezeptur hergestellte Feinkornhochleistungsbeton (FHB) liegt in der Durchlässigkeit noch unter dem hochfesten Beton (HFB Nr. 41). Im Vergleich zu dem von Bouygues gelieferten BPR ist die Durchlässigkeit je nach Versuchstemperatur ca. 3 - 4 mal so groß. Von den von Bouygues gelieferten Proben ist die genaue Herstellung bzw. Lagerung jedoch nicht bekannt. Bekannt ist jedoch, dass alle von Bouygues gelieferten Proben temperaturbehandelt waren und somit eine künstliche Alterung vorhanden war, die sich günstig auf die Dichtigkeitskennwerte auswirken dürfte. Die Proben aus FHB sind nicht temperaturbehandelt. Die Kennwerte für die Permeabilität von Ductal[®] lagen im Bereich derer von BPR. Die Ductal[®]-Proben waren ebenfalls temperaturbehandelt.

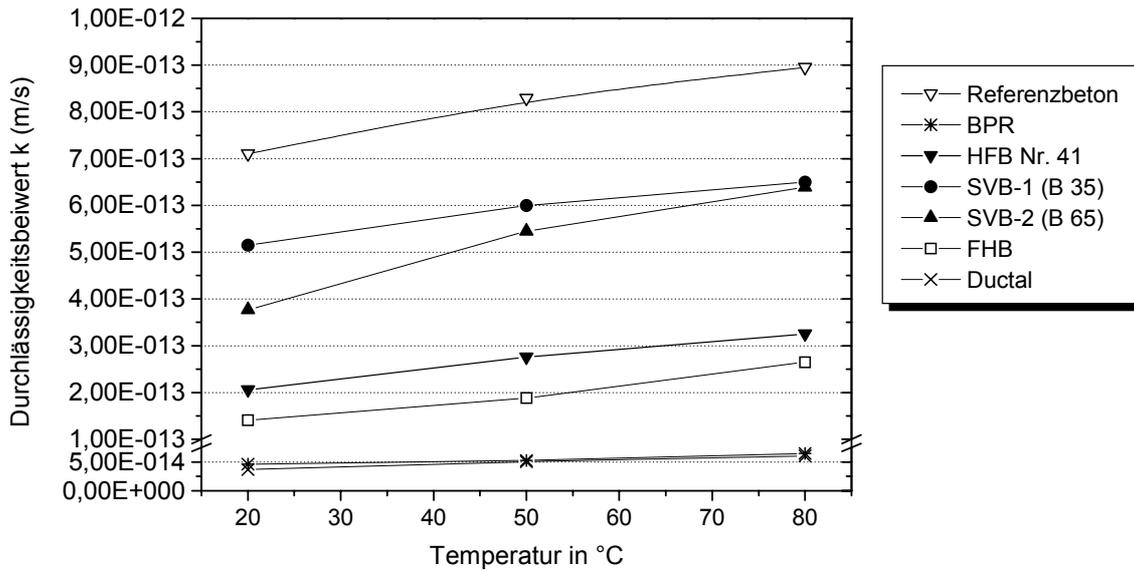


Bild 6.3: Abhängigkeit des Durchlässigkeitsbeiwertes k [m/s] von der Temperatur (nach 1 Stunde)

Da sich wie oben beschrieben das Permeabilitätsverhalten mit der Zeit stark ändert, wurde in Bild 6.4 der Durchlässigkeitsbeiwert für die Zeit nach 48 Stunden aufgetragen. Hierbei zeigt sich, dass der Permeabilitätskoeffizient auf ca. ein Zehntel des nach einer Stunde ermittelten Wertes zurückgegangen ist. Dies ist nach heutigen Erkenntnissen auf die unter 4.1 beschriebenen Effekte zurückzuführen.

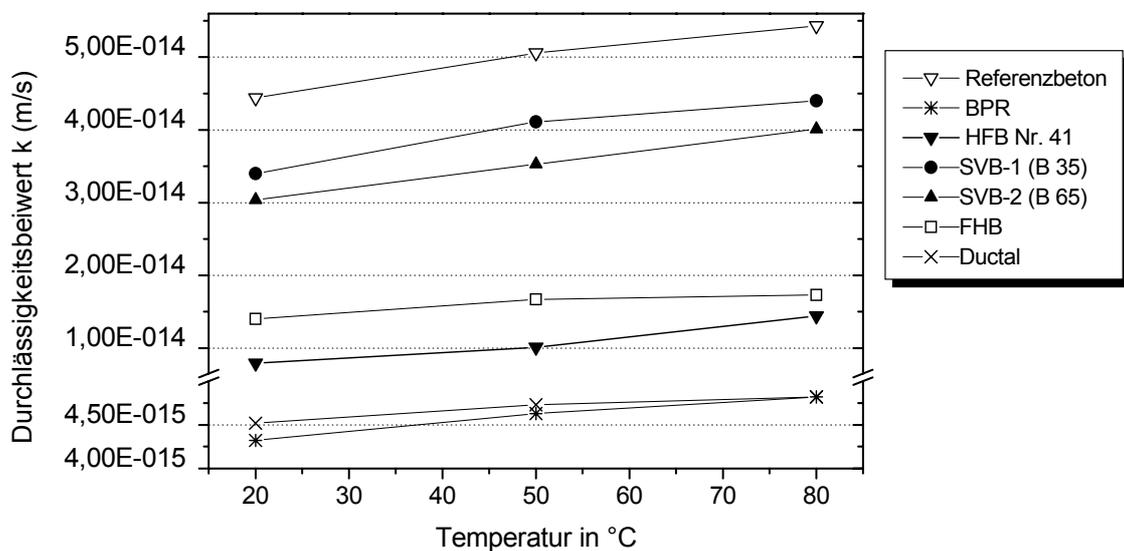


Bild 6.4: Abhängigkeit des Durchlässigkeitsbeiwertes k von der Temperatur (nach 48 Stunden)

Die Abhängigkeit von der Temperatur bleibt dabei erhalten. In den Versuchen stellte sich heraus, dass bereits in der ersten Stunde eine Abnahme des Durchflusses auf ca. 1/8-tel des Anfangsdurchflusses erreicht wurde. Da besonders in den ersten Minuten die Permeabilitätsmessungen jedoch aufgrund des Füllens der Poren stark schwanken können, wurde in den in dieser Arbeit dargestellten Diagrammen als Anfangsdurchfluss stets der Wert nach 1 Stunde aufgetragen. Dies erleichtert die Vergleichbarkeit und die Bewertung der Ergebnisse. BPR zeigt auch nach 48 Stunden eine wesentlich geringere Durchlässigkeit als die hochfesten Betone. Die Temperaturabhängigkeit ist bei BPR jedoch ebenfalls vorhanden und liegt in der Größenordnung von ca. 10 - 20 % zwischen 20

und 80°C. Die Werte für die Durchlässigkeit des FHB liegen nach 48 Stunden über denen des hochfesten Betons, wohingegen sie nach einer Stunde noch darunter lagen.

6.5.2 Diffusion

Wie bereits erwähnt, ist bei Transportvorgängen neben der Permeabilität auch mit Diffusion zu rechnen. In diesem Abschnitt sind deshalb die Diffusionsversuche an ungerissenen Proben, differenziert nach Trocken- bzw. Feuchtbereichsverfahren, aufgeführt.

Feuchtbereich:

In Bild 6.5 sind die Diffusionskoeffizienten der untersuchten Betone eingezeichnet. Wie bei den Permeabilitätsuntersuchungen erkennt man die tendenzielle Abhängigkeit von D von der Temperatur.

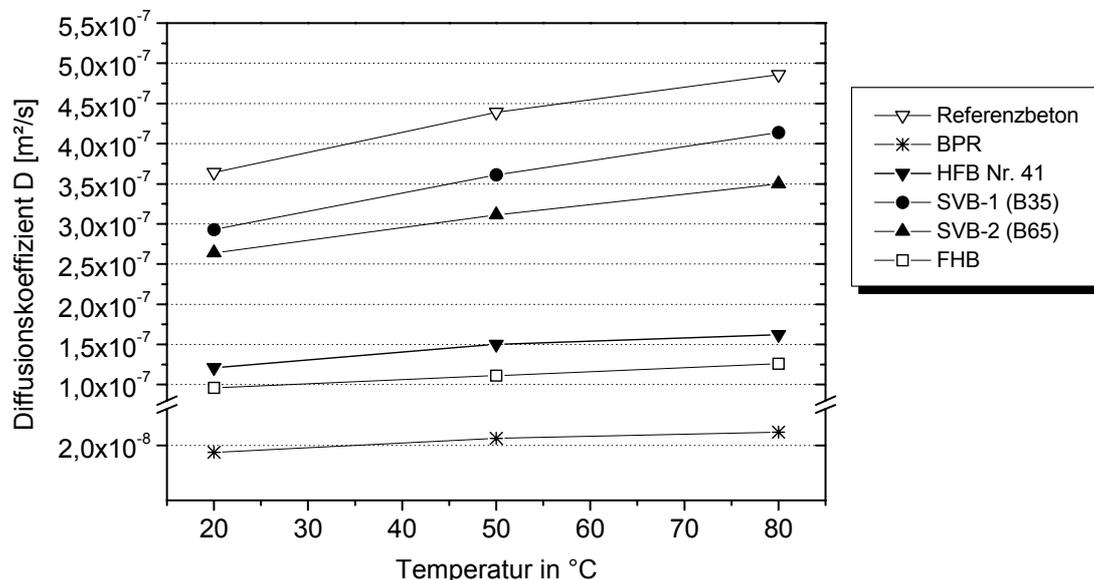


Bild 6.5: Diffusionskoeffizient D in Abhängigkeit der Temperatur (Feuchtbereichsverfahren)

Deutlich ist im Vergleich die Differenz zwischen dem hochfesten Beton und dem Referenzbeton. Hier ist eine Reduktion des Diffusionskoeffizienten auf ca. ein Drittel zu beobachten. Die prozentualen Steigerungsraten liegen zwischen 20 und 80 °C jedoch wesentlich höher als bei dem Referenzbeton.

BPR liegt unterhalb des Achsenbruchs und damit um rund eine Zehnerpotenz unter den hochfesten Betonen. Bei BPR wurden jeweils Proben mit und ohne Fasern untersucht. Hierbei konnte jedoch kein messbarer Unterschied festgestellt werden.

SVB-1 zeigt die schon bei den anderen Betonen beobachtete Temperaturabhängigkeit. Der Diffusionskoeffizient liegt unter dem des Normalbeton, aber deutlich über den der hochfesten Betone. Die Steigerung beträgt zwischen 20 und 80 °C ca. 30 %. Abweichungen aufgrund der bei SVB verwendeten, neuen Generation von Fließmitteln sind nicht zu beobachten.

Auch bei SVB-2 lassen sich keine Besonderheiten bezüglich des Temperaturverhaltens bzw. der Zunahme des Diffusionskoeffizienten beobachten. Entsprechend der Festigkeitsklasse (B 65) liegt der Diffusionskoeffizient zwischen den Werten des Referenzbetons und des hochfesten Betons. SVB-2 zeigt dabei eine nahezu lineare Zunahme des Diffusionskoeffizienten zwischen 20 und 80 °C. Die prozentuale Steigerung in diesem Temperaturbereich liegt hier bei ca. 35 %.

Die Diffusionskoeffizienten des FHB liegen zwischen denen des hochfesten Betons und des ursprünglich von Bouygues gelieferten BPR's. Die Steigerung zwischen 20 und 80 °C liegt im Bereich der anderen Betone bei ca. 40 %. Insgesamt ist die Dampfdurchlässigkeit auch bei der selbst entworfenen und hergestellten FHB-Mischung sehr gering, zudem auch hier die verwendeten BPR-Proben temperaturbehandelt waren.

Trockenbereich:

Auch im Trockenbereich ist wiederum die Einteilung in die verschiedenen Dichtigkeitsklassen (Null, HFB u. BPR) möglich. Die selbstverdichtenden Betone liegen entsprechend ihrer Festigkeitsklasse dazwischen. BPR liegt auch im Trockenbereich deutlich unter den anderen Betonen und nimmt mit einem ca. zehnfach geringeren Diffusionskoeffizienten erneut die Sonderstellung in diesem Vergleich ein. Ähnlich dem Feuchtbereichsverfahren liegt auch im Trockenbereichsverfahren der SVB-1 (B 35) zwischen dem Nullbetonen und dem hochfesten Beton. Die Steigerung beträgt ca. 30 % zwischen 20 und 80 °C. Die Werte für SVB-2 liegen im Trockenbereichsverfahren nahe denen des hochfesten Betons, lediglich die Zunahme mit der Temperatur fällt deutlich stärker aus. Beim Trockenbereichsverfahren liegt der Diffusionskoeffizient von SVB-2 bei ca. 40 % des Wertes von SVB-1 (80 °C). Beim Feuchtbereichsverfahren hingegen erreichte der Diffusionskoeffizient von SVB-2 ca. 85 % des Wertes von SVB-1, gemessen ebenfalls bei 80 °C.

Die Dampfdiffusionskoeffizienten für FHB sind wie auch beim Feuchtbereichsverfahren noch unterhalb des hochfesten Betons. Sie erreichen aber die Werte des ursprünglichen BPRs nicht. Da jedoch die Herstellungs- und Lagerungsbedingungen für diese Proben unterschiedlich sind, ist die Vergleichbarkeit nur bedingt gegeben.

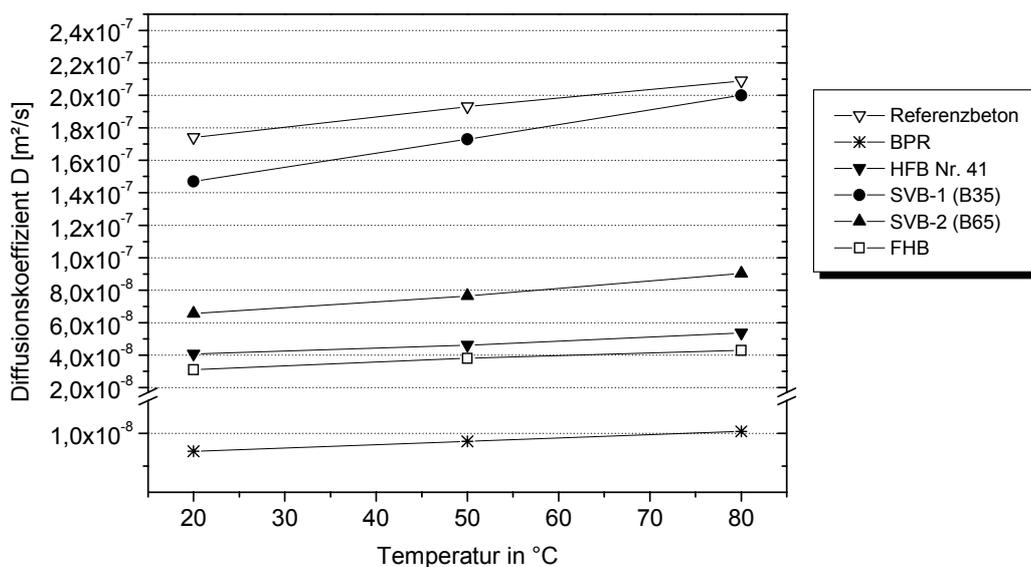


Bild 6.6: Diffusionskoeffizient D in Abhängigkeit der Temperatur (Trockenbereichsverfahren)
Neben dem Diffusionskoeffizienten wurde im gleichen Schritt die Diffusionswiderstandszahl μ ermittelt. Sie ist im Anhang dargestellt.

6.5.3 Kapillare Wasseraufnahme

Die in Bild 6.7 aufgetragenen Werte für die kapillare Wasseraufnahme sind wie die in anderen Schaubildern, stets Mittelwerte aus drei Einzelmessungen.

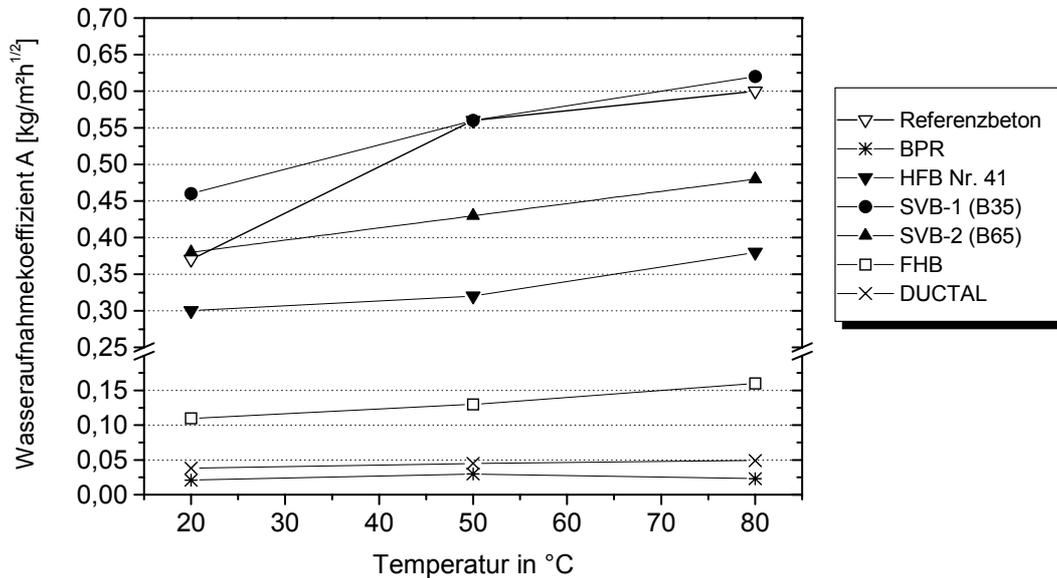


Bild 6.7: Wasseraufnahmekoeffizienten A in Abhängigkeit der Temperatur

Nimmt man Bezug auf die Literatur, z. B. LUTZ [23], werden Baustoffe mit einem Wasseraufnahmekoeffizienten von $\leq 0,5 \text{ kg/m}^2/\text{h}^{1/2}$ als „wasserabweisend“ bezeichnet, so dass alle hier untersuchten Betone diese Bezeichnung verdienen. Der Nullbeton zeigt einen deutlichen Anstieg des WA-Koeffizienten zwischen 20 und 80 °C, wobei der sehr geringe Wert für die Temperaturstufe von 20 °C auffällig ist. Anders als bei der Permeabilität oder der Diffusion ist der Anstieg der kapillaren WA nahezu linear.

Auch die Gruppe der selbstverdichtenden Betone weist den typischen, ansteigenden Verlauf der kapillaren Wasseraufnahme mit Zunahme der Temperatur auf. Betrachtet man den SVB-1, der der Festigkeitsklasse B 35 entspricht, so zeigt sich bis auf den 20 °C-Wert eine gute Übereinstimmung mit dem kapillaren Saugvermögen des Nullbetons, der ebenfalls der Festigkeitsklasse B 35 zugeordnet werden kann. Das kapillare Saugen unterscheidet sich somit nach den bisherigen Versuchen kaum von herkömmlichem Beton.

Bei SVB-2 (B 65) ist die kapillare Wasseraufnahme aufgrund der höheren Festigkeit und des damit einhergehenden dichteren Gefüges deutlich geringer als bei SVB-1 oder dem NB. Eine Zunahme des kapillaren Wasseraufnahmekoeffizienten mit der Temperatur ist aber auch hier zu beobachten (siehe Bild 6.7). Die kapillare Wasseraufnahme von SVB-2 liegt sichtbar über der des hochfesten Betons und ebenfalls sichtbar unter der des Nullbetons bzw. SVB-1.

BPR zeigt keine eindeutige Zunahme des WA-Koeffizienten mit der Temperatur. Bezüglich der anderen untersuchten Betone liegt BPR mit Werten von 0,03 auch weit darunter. Der FHB zeigt im Vergleich zum BPR der Firma Bouygues deutlich höhere Werte. Sie liegen zwischen 20 und 80 °C

bei ca. 0,11 bis 0,16. Dennoch liegen diese Werte noch deutlich unter denen des hochfesten Betons (HFB Nr. 41 ca. 0,30 - 0,37). Vergleichsversuche an Ductal® zeigen ein dem BPR ähnliches kapilläres Wasseraufnahmevermögen.

6.6 Dichtigkeitsuntersuchungen an gerissenen Proben

Prüfkörper

Aufgrund der für die Permeabilitätsmessungen für ungerissenen Beton bereits vorhandenen Prüfzellen, wurden die gleichen Prüfkörperabmessungen gewählt, wobei die Höhe der Prüfkörper nunmehr fünf statt wie früher drei Zentimeter betrug. Diese Steigerung der Prüfkörperhöhe um 20 mm sollte dazu beitragen, die Streuungen in der Rissbreitengeometrie und somit im Durchfluss zu mindern. Da vor Versuchsbeginn noch nicht bekannt war, welchen Einfluss die Bewehrung auf die Rissbildung hatte, wurde in der ersten Versuchskörperserie der Stahldurchmesser, die Anzahl der Stäbe und die Lage der Bewehrung variiert (siehe Tabelle 6.5)

Tabelle 6.5: Unterschiedliche Bewehrung der Prüfkörperserie I

Bewehrungstyp	Stabdurchmesser	Lage der Bewehrung	Anzahl der Stäbe	Stahloberfläche
I	2 mm	Drittelspunkte*	4	glatt
II	6 mm	mittig	2	gerippt
III	2 mm	Drittelspunkte*	2	glatt
IV	6 mm	mittig*	1	gerippt

*Drittelspunkte in Bezug auf die Prüfkörperhöhe

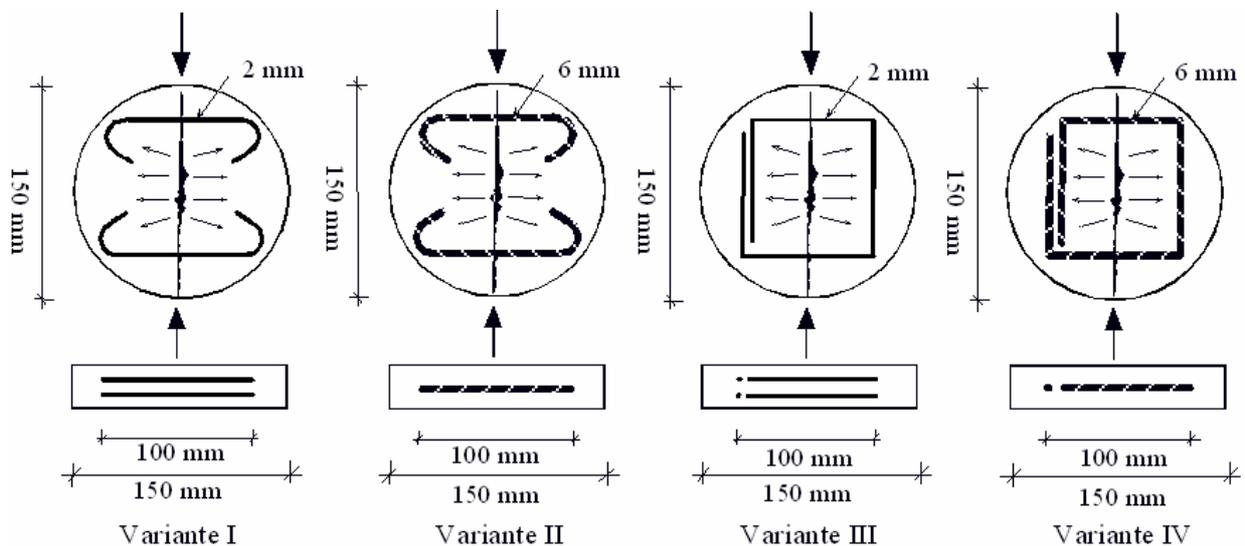


Bild 6.8: Schematische Darstellung der unterschiedlichen Bewehrungsarten der Serie I

Nach den ersten Spaltzugversuchen stellte sich heraus, dass der Stabdurchmesser, sowie die Stahloberfläche keinen erkennbaren Einfluss auf die Rissbildung hatten. In der Serie I wurden die Proben mit 10 cm und 15 cm jeweils mit allen vier Bewehrungsarten bewehrt. Von großem Einfluss dagegen war die Lage des Stahls. So zeigte sich schon bald, dass die Probekörper mit nur einer mit-

tigen Bewehrungslage starke Rissbreitenunterschiede zwischen der Vorder- und der Rückseite aufwiesen, so dass die weiteren Serien nunmehr mit der Bewehrungsvariante I ausgeführt wurden. Für die Bewehrungsvariante I sprach zudem, dass hier ein sehr viel geringerer Bewehrungsquerschnitt den Riss querte ($0,13 \text{ cm}^2$ bei $\varnothing 2\text{mm}$ anstatt $0,57 \text{ cm}^2$ bei $\varnothing 6\text{mm}$). Bezogen auf die gesamte Rissfläche ($15 \times 5 \text{ cm}^2 = 75 \text{ cm}^2$) entspricht dies einem Bewehrungsgrad von $0,16 \%$.

Die Prüfkörper wurden bis zum Spaltzugversuch (Einstellen der Risse) im Feuchtraum gelagert. Nachdem die Risse eingestellt waren, wurden sie bis zur Prüfung der Permeabilität bzw. der Diffusion im Normklimaraum ($20 \text{ }^\circ\text{C}$, 65% r.F.) untergebracht. Damit sollte vermieden werden, dass bereits vor Prüfbeginn eine Nachhydratation im Riss und somit eine „Selbstheilung“ möglich war.

Einstellen der Risse

Das Einstellen von Rissen mit gezieltem Verlauf und vorhersagbarer Rissbreite in Beton gehört zu einem der schwierigsten Unterfangen überhaupt, da auf die Rissentstehung und den Rissverlauf eine Vielzahl von Parametern in Bruchteilen von Sekunden Einfluss haben. In der vorliegenden Arbeit wurde das Einstellen der Risse mittels Spaltzugversuch durchgeführt. In der Literatur ist diese Methode durchaus umstritten, so bezeichnet EDVARSEN [5] die Risserzeugung mittels Spaltzugversuch, im Hinblick auf die praxisnahe Rissbildung eher als unrealistisch. Die Rissbreite ließ sich nahezu exakt auf die vorher festgelegten Werte einstellen und der Ausschuss an Proben lag unter 5% . Der Verlauf der Rissbreite über den Querschnitt der Probe war relativ konstant. Die aus der Theorie bei Spaltzugversuchen erwartete größere Rissbreite in Probenmitte konnte nicht festgestellt werden. Über den Rissverlauf über die Probenhöhe lassen sich jedoch nur schwer Aussagen treffen. Gerade bei sehr kleinen Rissbreite ist damit zu rechnen, dass die äußerlich gemessene Rissbreite nicht konstant über die gesamte Probenhöhe vorhanden ist.

Einteilung in die Rissbreitenklassen

Die Rissbreite wurde an verschiedenen Stellen der Unter- und Oberseite des Probekörpers mit Hilfe einer Messlupe gemessen. Um subjektive Einflüsse zu minimieren, wurden diese Arbeiten alle von derselben Person durchgeführt. Nach der Erfassung der Rissbreiten wurde nach Kapitel 3.1.1, Gleichung 3.7, die mittlere Rissbreite berechnet und die Proben in unterschiedliche Rissbreitenklassen eingeteilt.

Tabelle 6.6: Einteilung der Proben in Rissklassen

Rissbreitenklasse [mm]	W_{\min}	W_{mittel}	W_{\max}
0,05	0	0,05	0,074
0,10	0,075	0,10	0,124
0,15	0,125	0,15	0,174
0,20	0,175	0,20	0,224

6.6.1 Permeabilität

Bei der Ermittlung der Permeabilität durch gerissene Bauteile ergibt sich folgende Schwierigkeit: Führt man die Berechnung nach der unter Kapitel 5.1 aufgeführten Gleichung durch, so erhält man einen Permeabilitätskoeffizienten, der den gesamten Querschnitt der Probe als Durchflussquer-

schnitt berücksichtigt. In Wirklichkeit ist jedoch der Durchfluss durch den Riss um ein vielfaches höher als der Durchfluss durch den angrenzenden, ungestörten Beton.

Im Folgenden sind die Untersuchungen zum Selbstheilungsverhalten von Beton in Abhängigkeit der Temperatur und der Rissbreite ausführlich am Beispiel des SVB-1 dargestellt. Weitere Untersuchungsergebnisse für selbstverdichtenden Beton SVB-2 sind im Anhang (Bild 10.4 - Bild 10.15) dargestellt. Sie zeigen prinzipiell die gleichen Abhängigkeiten und Tendenzen, wie sie bereits im vorherigen Bericht [13] dargestellt sind.

Permeabilität und Selbstheilung an gerissenen Proben aus SVB-1

In den nächsten Abbildungen (Bild 6.9 - Bild 6.14) sind die prinzipiellen Abhängigkeiten des Selbstheilungsverhaltens von den Rissbreiten und der Temperatur dargestellt. Es handelt sich hierbei um die Mittelwertkurven aus allen relevanten Proben.

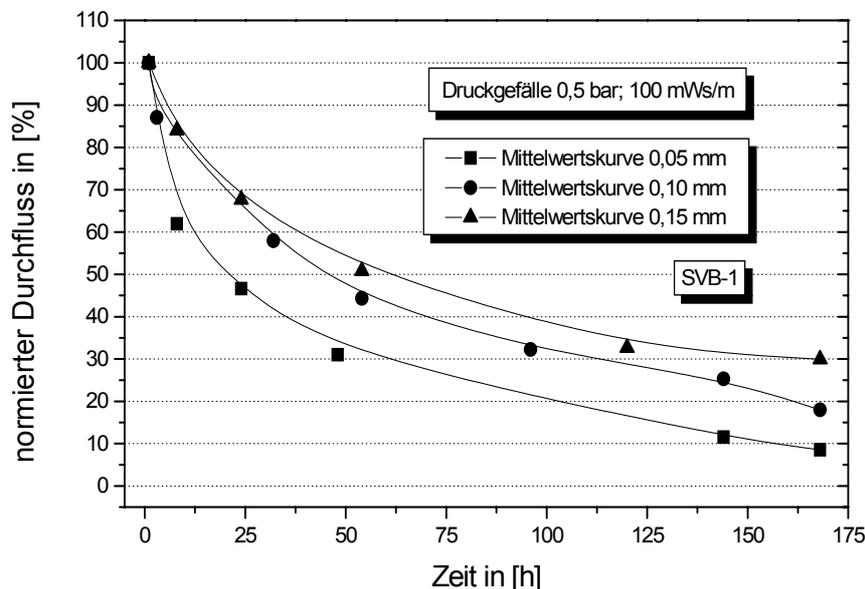


Bild 6.9: Abnahme des normierten Durchflusses aufgrund der Selbstheilung des Risses für verschiedene Rissbreiten bei 20 °C

Aus Bild 6.9 ist gut abzulesen, dass für den Fall der Raumtemperatur ($T = 20 \text{ °C}$), Risse mit einer äußerlich gemessenen, durchschnittlichen Rissbreite von 0,05 mm, die schnellste Selbstheilung aufweisen. Nach 25 Stunden beträgt der Durchfluss q_t nur noch ca. 48 % des Anfangsdurchflusses q_0 . Bei einer Rissbreite von 0,15 mm beträgt q_t dagegen nach einer Versuchsdauer von 25 Stunden noch ca. 70 % von q_0 . Dieser Verlauf setzt sich auch mit zunehmender Versuchsdauer kontinuierlich fort. Nach 1 Woche ist bei einer Rissbreite von 0,05 mm nur noch ein q_t von ca. 9 % des ursprünglichen Durchflusses zu beobachten. Auch bei 0,15 mm ist der Durchfluss nach 1 Woche auf ca. 30 % des Anfangsdurchflusses zurückgegangen.

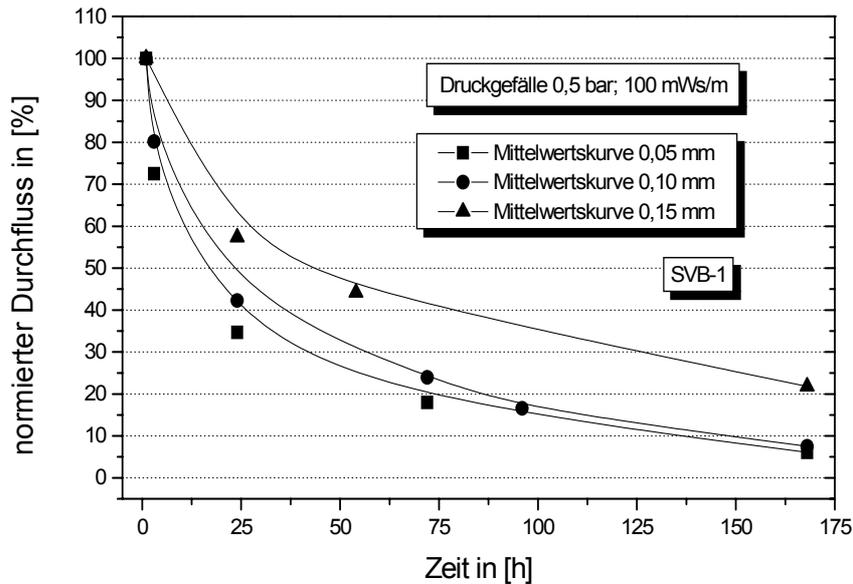


Bild 6.10: Abnahme des normierten Durchflusses aufgrund der Selbstheilung des Risses für verschiedene Rissbreiten bei 50 °C

Bild 6.10 zeigt wie Bild 6.9 ein schnelleres Zuwachsen von Rissen mit kleinerer Rissbreite, wobei sich die Kurven allgemein etwas nach unten verschoben haben. Vergleicht man die Kurve für eine Rissbreite von 0,05 mm, so ist aus Bild 6.9, wie oben erwähnt, der Durchfluss nach 25 Stunden auf 48 % des Anfangsdurchflusses abgesunken, bei Bild 6.10 bereits auf 35 %. Es zeigt sich also ein deutlicher Trend, dass bei zunehmender Temperatur die Selbstheilungsprozesse beschleunigt werden. Dieser Trend setzt sich auch in Bild 6.11 fort, wo für die 0,05 mm Kurve der Durchfluss nach 25 Stunden bereits auf 27 % des Anfangsdurchflusses abgesunken ist. Bei den anderen Rissbreiten ist dieser Trend ebenfalls zu bemerken, jedoch nicht ganz so ausgeprägt (siehe Bild 6.11).

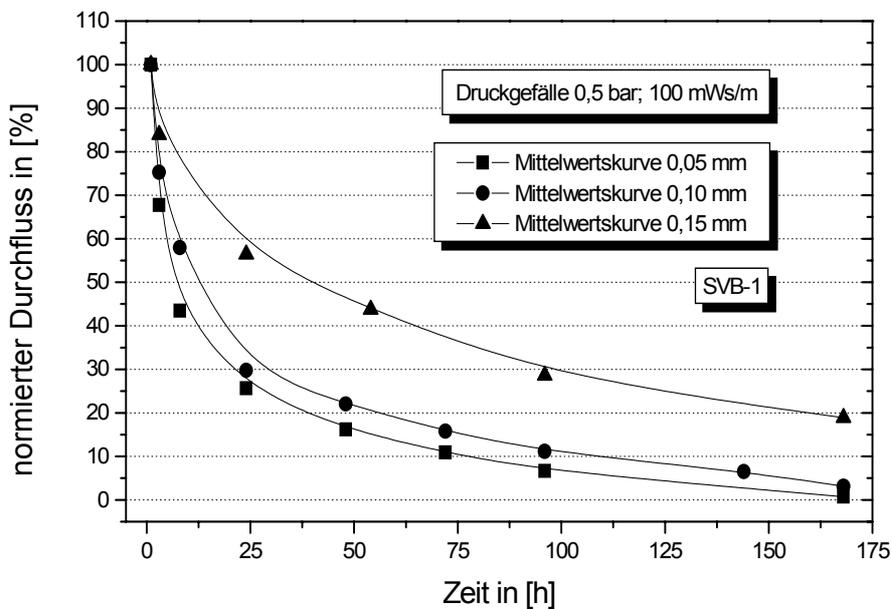


Bild 6.11: Abnahme des normierten Durchflusses aufgrund der Selbstheilung des Risses für verschiedene Rissbreiten bei 80 °C

In den folgenden drei Abbildungen (Bild 6.12 - Bild 6.14) ist die Abnahme des normierten Durchflusses in Abhängigkeit der Temperatur eingezeichnet. Dabei wurden jeweils die gleichen Rissbreiten in ein Diagramm eingezeichnet.

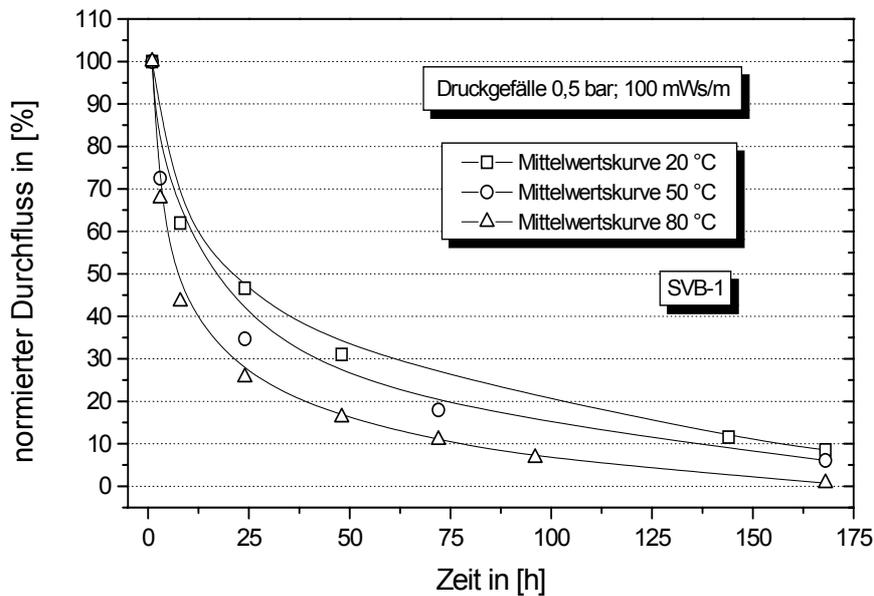


Bild 6.12: Abnahme des normierten Durchflusses aufgrund der Selbstheilung des Risses für verschiedene Temperaturen und $w = 0,05 \text{ mm}$

Aus Bild 6.12 ist deutlich zu erkennen, dass bei einer für alle Temperaturen gleichen Rissbreite von $0,05 \text{ mm}$ die Proben, die bei 80°C eingebaut waren, am schnellsten zuheilen. Nach 75 Stunden lag die 20°C -Probe noch bei ca. 28 %, die 50°C -Probe bei ca. 20 % und die 80°C -Probe bei lediglich 10 % ihres ursprünglichen Anfangsdurchflusses. Diese Beobachtung setzt sich auch in den anderen Schaubildern (Bild 6.13 - Bild 6.14) fort. Die Proben bei 80°C heilen somit unabhängig von der Rissbreite schneller, als Proben bei 50 oder 20°C .

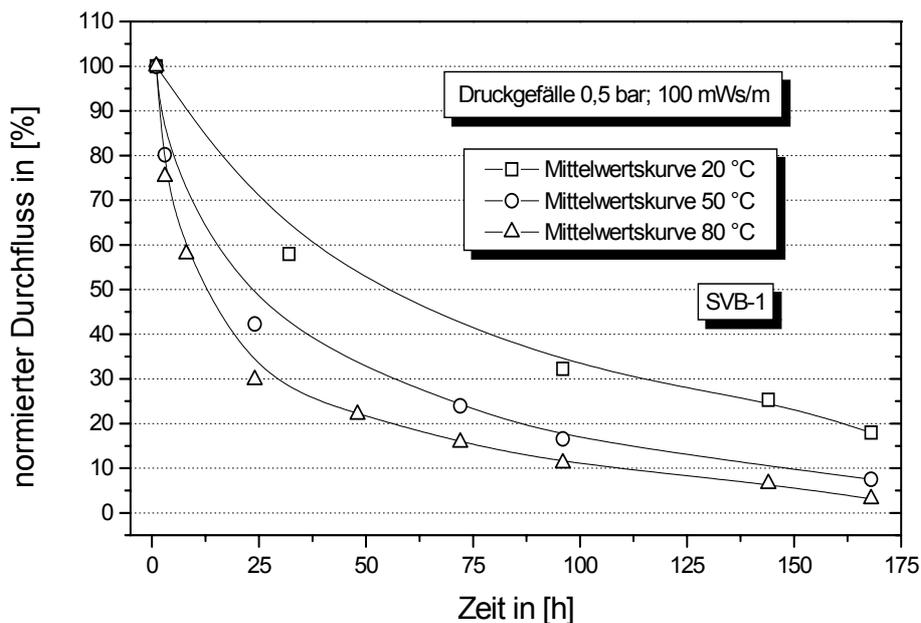


Bild 6.13: Abnahme des normierten Durchflusses aufgrund der Selbstheilung des Risses für verschiedene Temperaturen und $w = 0,10 \text{ mm}$

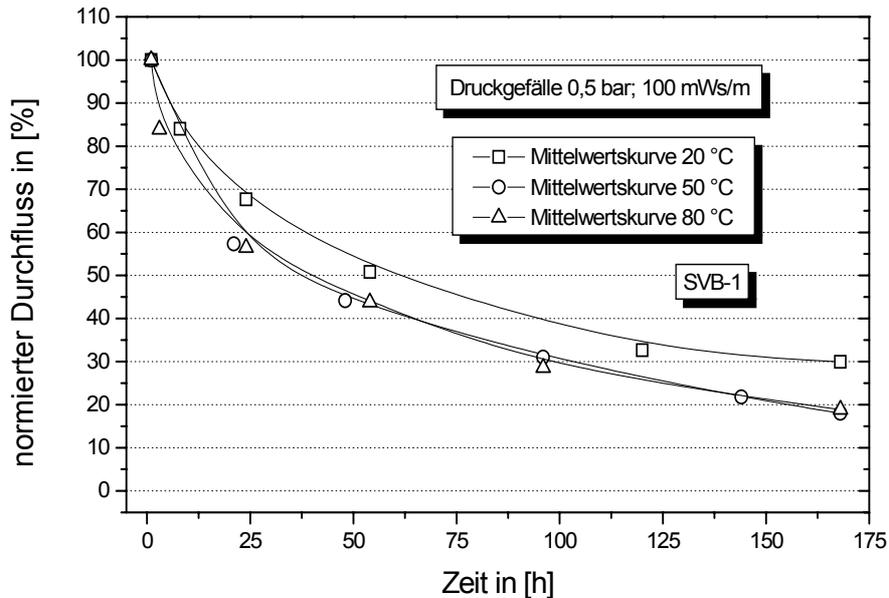


Bild 6.14: Abnahme des normierten Durchflusses aufgrund der Selbstheilung des Risses für verschiedene Temperaturen und $w = 0,15 \text{ mm}$

Die Ergebnisse der Selbstheilungsversuche für SVB-2 sind im Anhang in Bild 10.10 - Bild 10.15 dargestellt. Da bei diesen Betonen prinzipiell die gleichen Abhängigkeiten wie bei SVB-1 beobachtet wurden, sind sie nicht extra erläutert.

6.6.2 Diffusion

Diffusion an gerissenen Proben aus HFB Nr. 41, SVB-2 und FHB

Ähnlich den Untersuchungen zur Permeabilität an gerissenen Betonproben, ist eine Berechnung der Diffusionswiderstandszahl μ bzw. des Diffusionskoeffizienten D streng nach der DIN 52615 nicht korrekt, da diese Berechnungsmethode auf der Tatsache basiert, dass durch den gesamten Probenquerschnitt Wasserdampf diffundiert. Bei einer gerissenen Probe ist jedoch der Teil des Wasserdampfes, der durch den Riss diffundiert, um ein vielfaches größer, als der Teil, der parallel dazu durch das nicht gerissene Zementsteingefüge tritt. Es wurde daher in den folgenden Diagrammen der in der DIN 52615 beschriebene Diffusionsstrom I in $[\text{g/h}]$ aufgetragen. Die angegebenen Zahlenwerte beziehen sich auf eine Risslänge von 100 mm.

Ebenso wie bei den Permeabilitätsuntersuchungen an gerissenen Beton wurden die Untersuchungen zur Diffusion an gerissenen Beton nur mit den Mischungen HFB Nr. 41, SVB-1, SVB-2 und FHB gemacht, da diese aus den bisherigen Untersuchungen als die am geeignetsten für den Bau von Wärmespeichern hervorgingen. Aufgrund der Ähnlichkeit der Ergebnisse werden im Folgenden nur die Untersuchungen an hochfestem Beton (HFB Nr. 41) und selbstverdichtendem Beton (SVB-2) ausführlich für das Trocken- bzw. Feuchtbereichsverfahren dargestellt.

Die Untersuchungen ergaben, dass bei Diffusionsversuchen an gerissenen Beton hauptsächlich die Rissbreite und der Rissverlauf einen Einfluss auf den Diffusionsstrom hat. Der Einfluss der verwendeten Betonsorte ist dagegen eher gering und daher schwer quantifizierbar.

In Bild 6.15 ist der Verlauf (Zunahme) des Diffusionsstromes I mit zunehmender Rissbreite im Trockenbereichsverfahren bei 20 °C dargestellt. Ähnliche Verläufe stellen sich auch bei den beiden anderen Testtemperaturen (50 und 80 °C) ein (siehe Bild 6.16 und Bild 6.17). Bei der höheren Temperatur von 80 °C ist dabei der Diffusionsstrom I bei gleicher Rissbreite deutlich höher als bei 50 oder 20 °C. Daneben lässt sich aus den Abbildungen gut erkennen, dass die Zunahme des Diffusionsstroms mit zunehmender Rissbreite nicht, wie aus der Theorie erwartet, linear, sondern überproportional verläuft. Die Erläuterung hierzu findet sich in 0.

Der Unterschied zwischen den Diffusionsströmen bei 20, 50 und 80 °C ist beträchtlich und beträgt nahezu eine 10-er Potenz. Greift man die Rissbreite von 0,10 mm heraus, so kann man aus Bild 6.15 erkennen, dass der Diffusionsstrom 0,00047 g/h beträgt. Bei derselben Rissbreite bei 50 °C liegt man schon bei 0,0041 g/h. Bei wiederum derselben Rissbreite von 0,10 mm und einer Versuchstemperatur von 80 °C ist der Diffusionsstrom bereits auf 0,02 g/h geklettert.

Der exponentielle Verlauf, der bei den Diffusionsströmen im Trockenbereichsverfahren festgestellt wurde, ist dabei auch im Feuchtbereichsverfahren wieder zu finden. Die Werte für dieselben Versuche im Feuchtbereichsverfahren sind in Bild 6.18, Bild 6.19 und Bild 6.20 dargestellt. Der sich einstellende Diffusionsstrom im Feuchtbereichsverfahren ist dabei ca. 10 mal so groß, wie der im Trockenbereichsverfahren. Bei ungerissenem Beton liegt das Verhältnis der Diffusionsströme zwischen Feucht- und Trockenbereichsverfahren mit ca. 4:1 deutlich geringer. Der bereits beim Trockenbereichsverfahren beobachtete Unterschied zwischen den Diffusionsströmen bei 20, 50 und 80 °C lässt sich auch beim Feuchtbereichsverfahren erkennen. Betrachtet man wiederum die Rissbreite von 0,10 mm, so kann man aus Bild 6.18 erkennen, dass der Diffusionsstrom ungefähr 0,005 g/h beträgt. Dies ist, wie schon angedeutet, die ca. 10-fache Menge des Trockenbereichsverfahrens. Bei derselben Rissbreite bei 50 °C liegt man schon bei 0,04 g/h. Bei einer Versuchstemperatur von 80 °C ist der Diffusionsstrom bereits auf 0,25 g/h geklettert.

Zum Vergleich sind auch einige Werte für FHB eingezeichnet. Es ist jedoch deutlich erkennbar, dass bei der Ermittlung des Diffusionsstroms durch die gerissene Proben der eigentliche Riss den Haupteinflussparameter darstellt. Die beobachteten Werte für FHB liegen leicht unter denen des HFB Nr. 41 bei vergleichbarer Rissbreite. Dies könnte ein Indiz für den wesentlich höheren Diffusionswiderstand des ungerissenen Betons sein. Es gibt jedoch auch Werte für FHB, die bei gleicher äußerlicher Rissbreite einen höheren Diffusionsstrom aufweisen als HFB Nr. 41 oder SVB-2. Die ist vor allem auf den nur hinreichend genau zu bestimmenden inneren Rissverlauf zurück zu führen.

Die entsprechenden Werte für SVB-1 sind aus Übersichtlichkeitsgründen nicht in die folgenden Diagramme eingezeichnet. Aufgrund der sehr hohen Permeabilität im Riss, verglichen mit der Permeabilität im angrenzenden, ungestörten Beton, dürfte jedoch die verwendete Betonsorte eine eher untergeordnete Rolle spielen, zumal bereits Proben mit identischer äußerer Rissbreite aufgrund des unbekannt inneren Rissverlaufs und eventueller Rissverzweigungen großen Streuungen unterliegen.

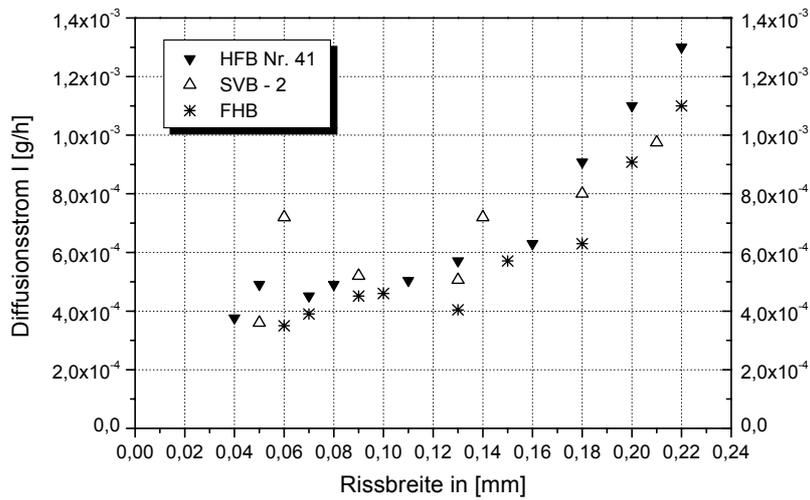


Bild 6.15: Diffusionsstrom I für HFB Nr. 41, SVB-2 und FHB in Abhängigkeit der Rissbreite bei 20 °C (Trockenbereichsverfahren, Risslänge 100 mm)

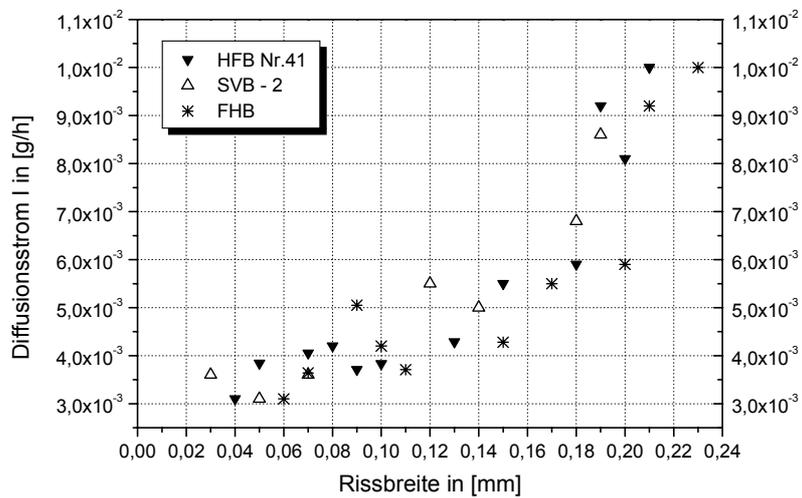


Bild 6.16: Diffusionsstrom I für HFB Nr. 41, SVB-2 und FHB in Abhängigkeit der Rissbreite bei 50 °C (Trockenbereichsverfahren, Risslänge 100 mm)

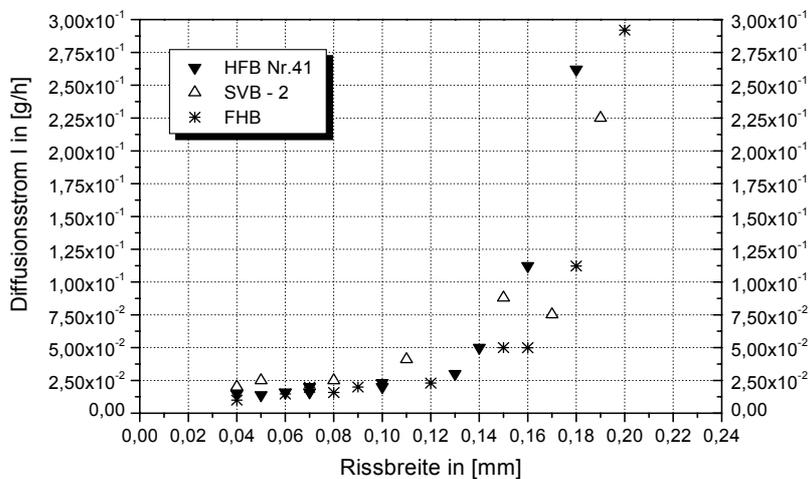


Bild 6.17: Diffusionsstrom I für HFB Nr. 41, SVB-2 und FHB in Abhängigkeit der Rissbreite bei 80 °C (Trockenbereichsverfahren, Risslänge 100 mm)

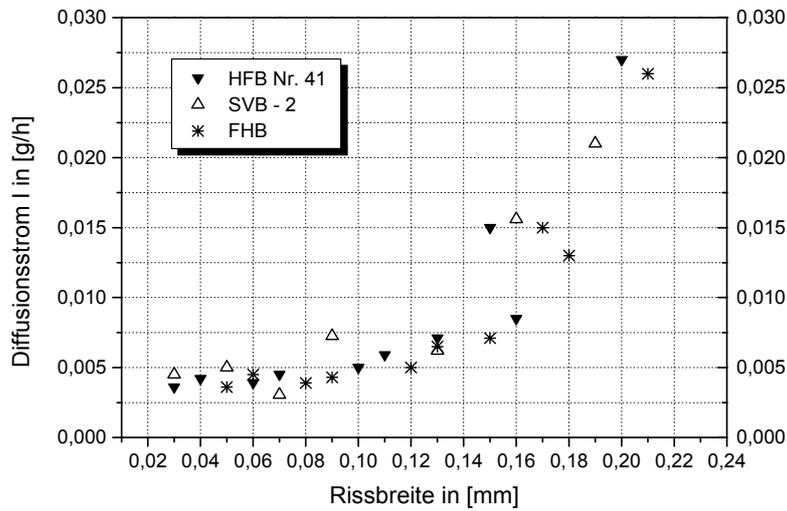


Bild 6.18: Diffusionsstrom I für HFB Nr. 41, SVB-2 und FHB in Abhängigkeit der Rissbreite bei 20 °C (Feuchtbereichsverfahren, Risslänge 100mm)

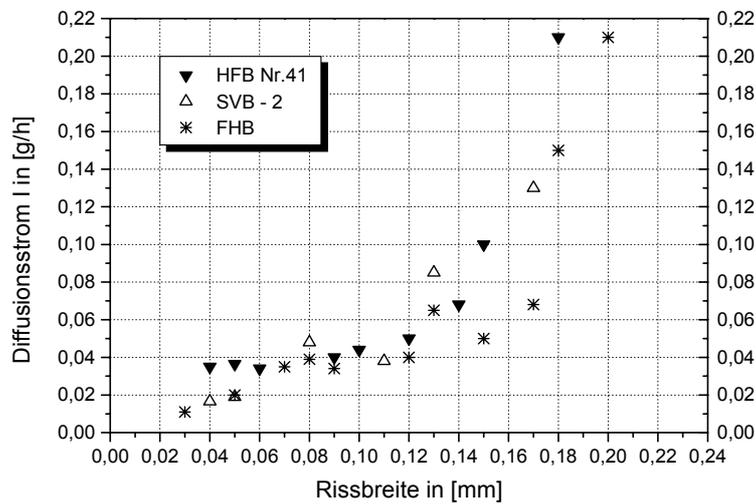


Bild 6.19: Diffusionsstrom I für HFB Nr. 41, SVB-2 und FHB in Abhängigkeit der Rissbreite bei 50 °C (Feuchtbereichsverfahren, Risslänge 100mm)

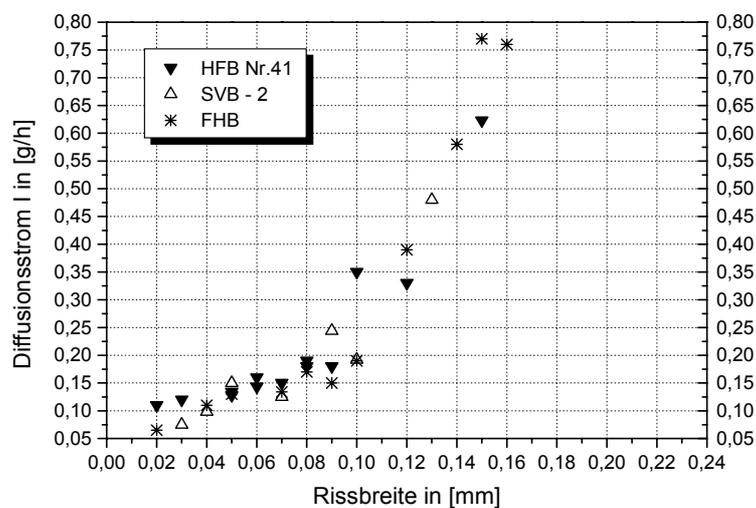


Bild 6.20: Diffusionsstrom I für HFB Nr. 41, SVB-2 und FHB in Abhängigkeit der Rissbreite bei 80 °C (Feuchtbereichsverfahren, Risslänge 100mm)

6.7 Auslaugung

Um das Auslaugungsverhalten der in Frage kommenden Betone zu untersuchen, wurden ab Mai 1999 verschiedene Versuche durchgeführt. Dabei wurden alle für das Auslaugungsverhalten relevanten Kennwerte, wie z. B. Ca-, und Mg-Gehalte des Eluenten, pH-Wert und Leitfähigkeit ermittelt. Die Temperaturen wurden entsprechend der in Wärmespeichern typischerweise auftretenden Temperaturen gewählt. Die Ergebnisse der Untersuchungen sowie Vergleichsmessungen aus der Literatur sind im Folgenden dargestellt.

Auslaugung von HFB

Aus Bild 6.21 ist deutlich ersichtlich, dass die Auslaugungsraten stark zeitabhängig sind. Mit fortschreitender Zeit wird zunehmend weniger Calcium ausgelaugt. Dies gilt selbstverständlich auch für Magnesium. Zum besseren Vergleich sind in Bild 6.21 noch die Auslaugungsraten eines herkömmlichen Normalbetons (B 35) eingezeichnet. Der Referenzbeton besteht aus 288 kg/m³ CEM III/A 32,5 R, 1969 kg/m³ Zuschlag AB 16, 182 kg/m³ Wasser und besaß eine Druckfestigkeit im Alter von 28 Tagen von 43,0 N/mm². Eine genauere Analyse findet sich in SCHIESSL [37]. Gut zu erkennen ist dabei, dass der hochfeste Beton weit weniger stark ausgelaugt wird als der Referenzbeton. Nach ca. einem Monat liegt die Auslaugungsrate für Ca bei hochfestem Beton bei unter 10 g/m², wohingegen der Referenzbeton bereits eine ausgelaugte Menge von 27 g/m², also mehr als dem doppelten, aufweist. Noch deutlicher wird der Unterschied, wenn man bedenkt, dass die Auslaugungsversuche an hochfestem Beton bei 60 °C durchgeführt wurden und die Vergleichsuntersuchungen von SCHIESSL [37] nur bei 20 °C. Ähnlich signifikante Unterschiede zeigen sich auch bei der Menge an ausgelaugtem Magnesium.

Der vor Versuchsbeginn erwartete Unterschied bezüglich der Ausfällraten für den Fall Luftzutritt bzw. Luftabschluss ist nicht erkennbar. So dürfen die betrachteten Unterschiede zwischen Luft- und Stickstoffatmosphäre als natürliche Streuung betrachtet werden.

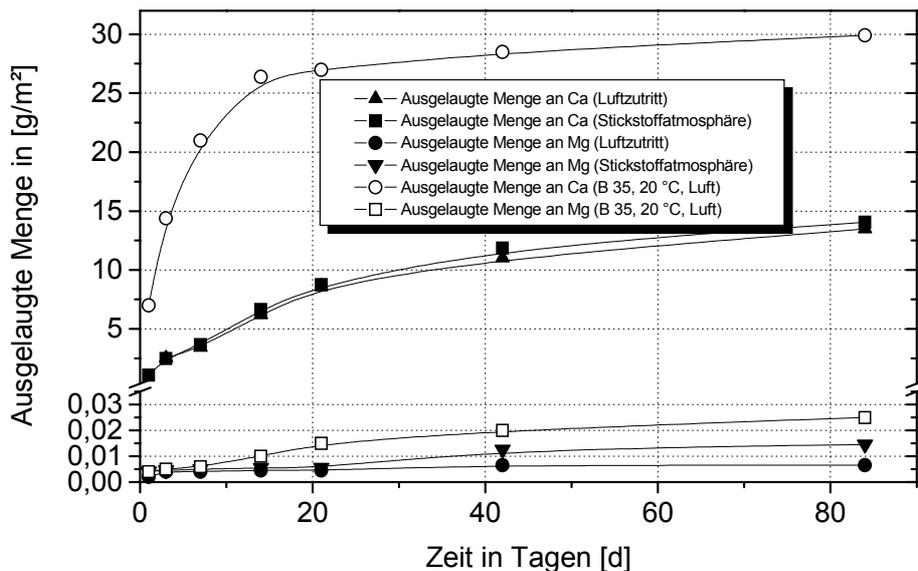


Bild 6.21: Ausgelaugte Menge an Ca und Mg für HFB 41 und Referenzbeton

Auslaugung von BPR

In Bild 6.22 ist neben den Auslaugungsraten für BPR unter Luftzutritt und Stickstoffatmosphäre ebenfalls wieder zum Vergleich der unter Abschnitt 0 näher beschriebene Referenzbeton eingezeichnet worden. Aufgrund einer extrem hohen Auslaugungsrate am 42. Tag, überschreitet der BPR die Werte des Referenzbetons. Es ist anzunehmen, dass ohne den sehr hohen 42-Tage-Wert die Kurve von BPR unter der des Referenzbetons liegen würde. Die Auslaugungsmengen für Ca unter Luftzutritt liegen dabei deutlich über denen unter der Stickstoffatmosphäre. Gänzlich anders verhält sich dabei das Auslaugungsverhalten von Mg. Hier zeigt sich die höchste Auslaugungsrate für BPR unter Stickstoff. Die Auslaugungsraten für Mg bei Luftzutritt zwischen BPR und dem Referenzbeton unterschieden sich hingegen kaum. Auffällig hierbei ist die stärkere Auslaugung von Mg bei BPR im Vergleich zum Normalbeton. Sie beträgt nach dem 42. Tag unter Luftzutritt für den Referenzbeton $0,02 \text{ g/m}^2$, für BPR hingegen $0,055 \text{ g/m}^2$.

Wie bereits oben erwähnt, wurden die Auslaugungsversuche an dem Referenzbeton bei einer Temperatur von $20 \text{ }^\circ\text{C}$ durchgeführt. Bei $60 \text{ }^\circ\text{C}$ wäre bei dem Referenzbeton somit von deutlich höheren Werten auszugehen.

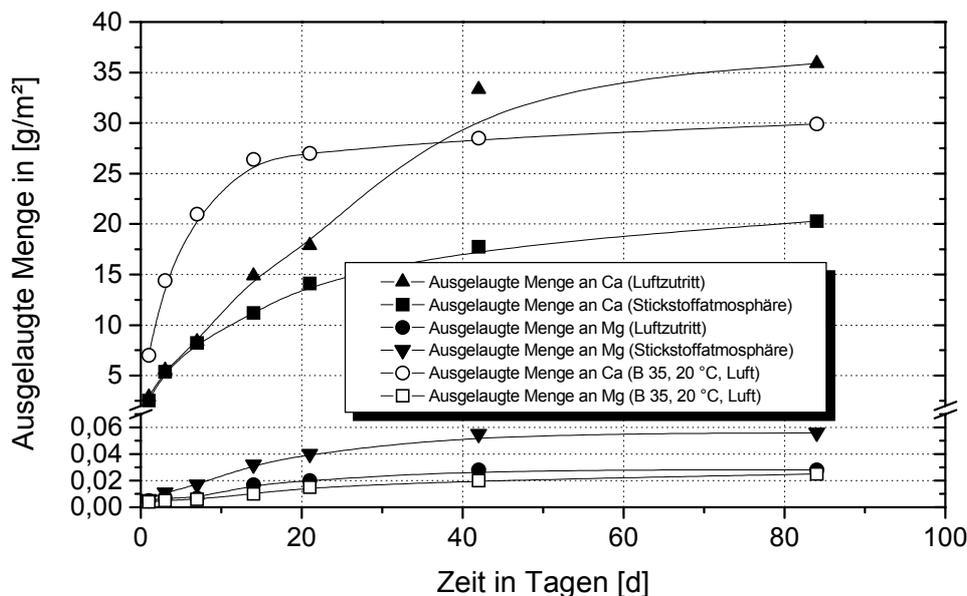


Bild 6.22: Ausgelaugte Menge an Ca und Mg für BPR und Referenzbeton

Auslaugung von SVB

Da für die Auslaugungsversuche mit selbstverdichtendem Beton deutlich mehr Probekörper zur Verfügung standen und diese von Anfang an in den Versuchsablauf eingeplant waren, wurden für beide Arten von selbstverdichtenden Betonen (SVB-1 und SVB-2) Auslaugungsversuche bei unterschiedlichen Temperaturen durchgeführt. Die Versuchstemperaturen betragen 40 , 60 und $80 \text{ }^\circ\text{C}$. Diese weichen leicht von den sonst untersuchten Temperaturen (20 , 50 und $80 \text{ }^\circ\text{C}$) ab, was dadurch begründet ist, dass frühere Versuche an HFB und BPR bereits bei $60 \text{ }^\circ\text{C}$ durchgeführt worden waren und somit eine bessere Vergleichbarkeit der Werte erreicht werden konnte. Eine prinzipielle Temperaturabhängigkeit lässt sich jedoch auch mit diesen Temperaturstufen untersuchen. Aus der nachfolgenden Abbildung lässt sich deutlich erkennen, dass bei SVB-1 zwischen 40 und $60 \text{ }^\circ\text{C}$ eine Zunahme der Auslaugung für Calcium stattfindet. Zwischen 60 und $80 \text{ }^\circ\text{C}$ steigert sich die Auslau-

gungsmenge jedoch nicht mehr, sondern geht auf Werte, die unterhalb der 60 °C Werte liegen, zurück. Dieser Vorgang ist sowohl bei Luftzutritt als auch unter Luftabschluss, also unter Stickstoffatmosphäre zu beobachten. Desweiteren kann man erkennen, dass alle Werte, die unter Luftabschluss gemessen wurden, höher liegen, als die vergleichbaren Werte bei Luftzutritt. Dieser Effekt konnte bereits in den Auslaugungsversuchen mit HFB Nr. 41 beobachtet werden.

Die Steigerung der Auslaugung zwischen 40 und 60 °C liegt für Luftzutritt bei ca. 25 % (57-Tage-Wert). Bei 80 °C liegt die Auslaugung ca. 18 % unter dem 60 °C-Wert und nur noch ca. 5 % über dem 40 °C Wert.

Unter Stickstoffatmosphäre liegt der Endwert der Messung (57-Tage) für 40 °C ca. 18 % höher als der vergleichbare Wert unter Luftzutritt. Bei 60 und 80 °C ist der Endwert der Auslaugung unter Stickstoffatmosphäre noch ca. 10 % größer als der Wert unter Luftzutritt.

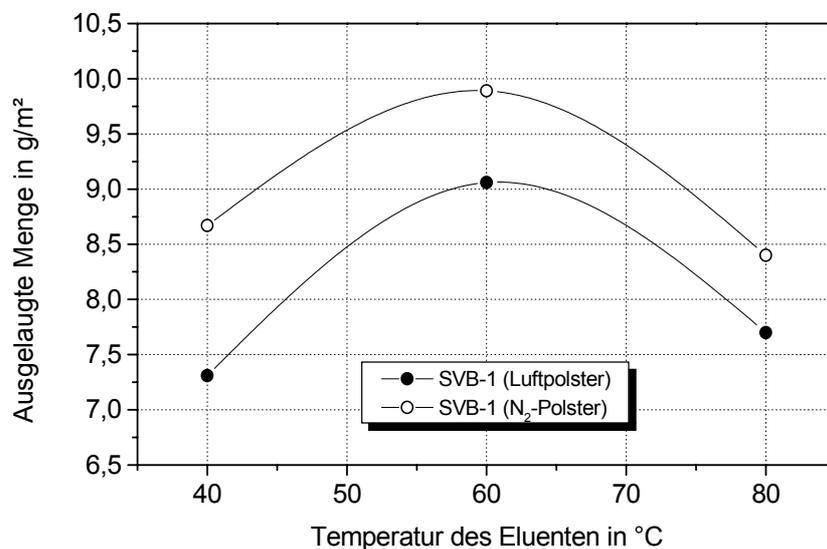


Bild 6.23: Einfluss der Temperatur auf die ausgelaugte Menge Calcium nach 57 Tagen in g/m² Betonoberfläche

Für SVB-2 ist dieselbe Abhängigkeit im Anhang in Bild 10.29 dargestellt. Hierbei ist auffällig, dass das zuvor bei SVB-1 beobachtete Auslaugungsmaximum bei 60 °C für den Versuch unter Stickstoff bei SVB-2 ebenfalls auftritt. Unter Luftzutritt ist jedoch eine kontinuierliche Zunahme der Auslaugungsraten mit Zunahme der Temperatur zu beobachten. Es sei jedoch darauf verwiesen, dass diese Zunahme aufgrund der geringen Anzahl an Probekörpern je Versuch durchaus auf Streuungen zurückgeführt werden kann.

Parallel zur Auslaugung von Calcium wurde auch das Auslaugungsverhalten von Magnesium untersucht. Die temperaturabhängige Auslaugung von Magnesium ist in der folgenden Abbildung dargestellt. Bei Magnesium ist eine kontinuierliche Abnahme des Auslaugungsprozesses mit Zunahme der Temperatur zu beobachten. Dies gilt sowohl für SVB-1 als auch für SVB-2. Ein Einfluss der Stickstoffatmosphäre ist nicht zu beobachten. Deutlich erkennbar dagegen ist, dass die Auslaugungsraten bei SVB-2 bei 40 °C ca. 1,75 mal so groß sind als bei SVB-1. Mit Zunahme der Temperatur nähern sich die beiden Kurven aneinander an. Bei 80 °C liegen sie nahezu deckungsgleich. Aufgrund der sehr geringen Mengen (Mengenverhältnis Ca : Mg; > 250 : 1) und der damit verbun-

denen geringen Relevanz für Wärmespeicher wird jedoch auf weitere Aspekte, verbunden mit der Auslaugung von Mg, nicht weiter eingegangen.

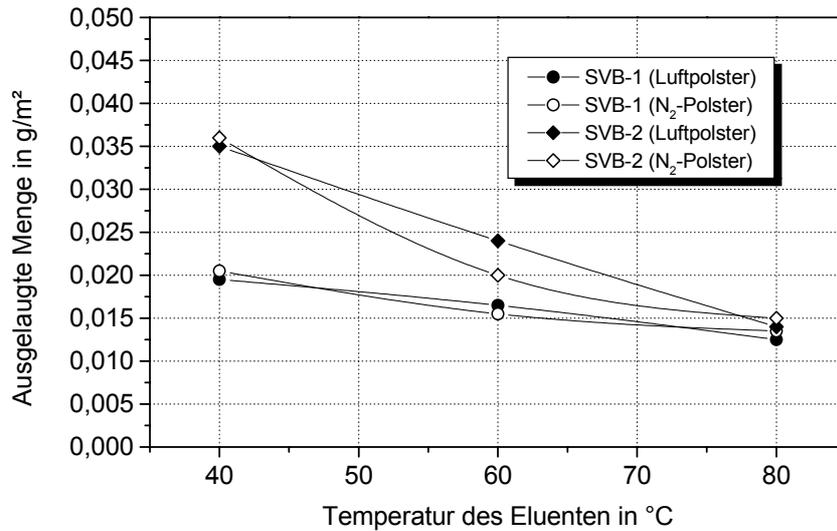


Bild 6.24: Einfluss der Temperatur auf die ausgelaugte Menge Magnesium nach 57 Tagen in g/m^2 Betonoberfläche

In den nachfolgenden Abbildungen ist die Summenkurve der Auslaugungsraten in Abhängigkeit der Temperatur und der Atmosphäre für SVB-1 aufgetragen. Wiederum deutlich zu erkennen ist das Auslaugungsmaximum bei 60 °C unter Stickstoffatmosphäre.

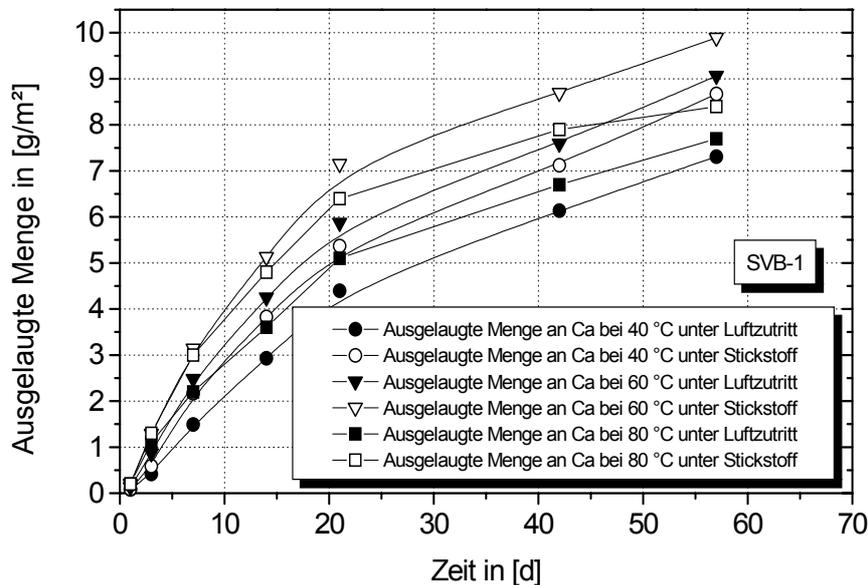


Bild 6.25: Ergebnisse der Trogeluation (Ca) für SVB-1 bei unterschiedlichen Temperaturen

Dieselbe Kurve für SVB-2 ist im Anhang in Bild 10.30 dargestellt. Verglichen mit Bild 6.25 stellt sich ein ganz ähnlicher Verlauf ein. Abgesehen von der Auslaugungskurve bei 60 °C unter Stickstoff ist die ausgelaugte Menge an Ca bei SVB-2 jedoch deutlich geringer. Sie beträgt je nach Bedingungen nur nahezu 50 - 80 % der Menge an ausgelaugtem Calcium bei SVB-1.

Auslaugung von FHB

Die Versuchstemperaturen betragen 40, 60 und 80 °C. Aus der nachfolgenden Abbildung lässt sich deutlich erkennen, dass bei FHB zwischen 40 und 60 °C eine Zunahme der Auslaugung für Calcium stattfindet. Zwischen 60 und 80 °C steigert sich die Auslaugungsmenge jedoch nicht mehr, sondern geht auf Werte, die unterhalb der 60 °C Werte liegen, zurück. Desweiteren kann man erkennen, dass alle Werte, die unter Luftabschluss gemessen wurden, höher liegen, als die vergleichbaren Werte bei Luftzutritt. Dieser Effekt konnte bereits in den Auslaugungsversuchen mit HFB Nr. 41 und SVB beobachtet werden.

Die Steigerung der Auslaugung zwischen 40 und 60 °C liegt für Luftzutritt bei über 100 % (57-Tage-Wert). Bei 80 °C liegt die Auslaugung ca. 1 % unter dem 60 °C-Wert aber immer noch ca. 100 % über dem 40 °C Wert. Dies ist ein deutlicher Unterschied zu den bisher untersuchten Betonen.

Unter Stickstoffatmosphäre liegt der Endwert der Messung (57-Tage) für 40 °C ca. 6 % höher als der vergleichbare Wert unter Luftzutritt. Unter Stickstoffatmosphäre konnte leider kein Messwert für 80 °C aufgrund eines Gerätefehlers ermittelt werden.

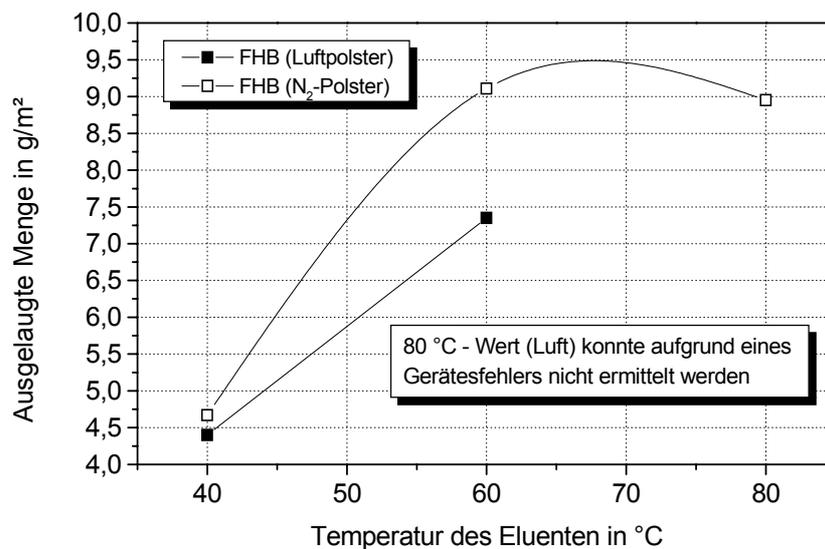


Bild 6.26: Einfluss der Temperatur auf die ausgelaugte Menge Calcium nach 57 Tagen in g/m² Betonoberfläche

Parallel zur Auslaugung von Calcium wurde auch das Auslaugungsverhalten von Magnesium untersucht. Aufgrund der zu geringen Mengen (alle Messwerte < 0,01 g/m²) ist von einer nicht relevanten Auslaugung von Magnesium zu sprechen.

In den nachfolgenden Abbildungen ist die Summenkurve der Auslaugungsraten in Abhängigkeit der Temperatur und der Atmosphäre für FHB aufgetragen. Wiederum deutlich zu erkennen ist das Auslaugungsmaximum bei 60 °C unter Stickstoffatmosphäre.

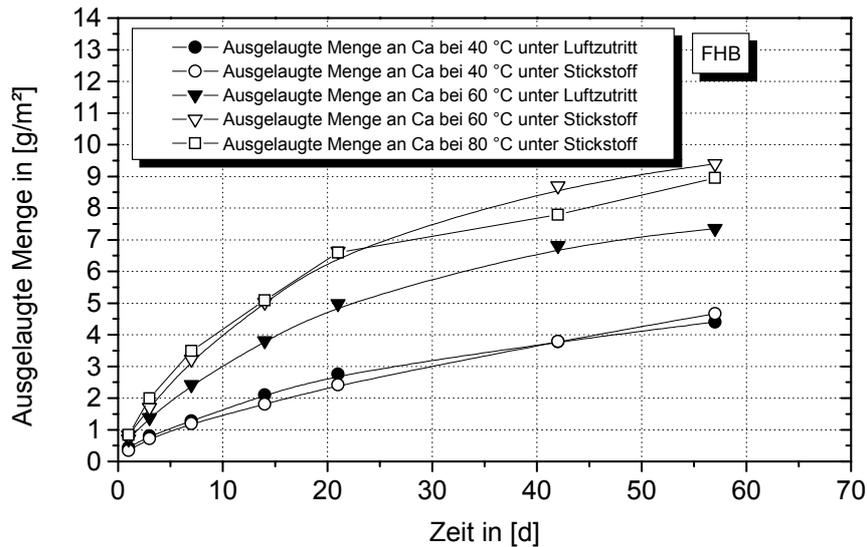


Bild 6.27: Ergebnisse der Trogeluation (Ca) für FHB bei unterschiedlichen Temperaturen

Weitere Darstellungen zur Auswertung der Auslaugungsversuche finden sich im Anhang und in [46]. Wie schon bei den anderen untersuchten Betonen (BPR oder SVB) ist auch bei FHB eine diffusionskontrollierte Auslaugung zu beobachten.

Aufgrund der Ähnlichkeit der Zusammensetzung ist natürlich ein Vergleich der insgesamt ausgelaugten Menge an Calcium nach 21 Tagen zwischen BPR und FHB angebracht.

Tabelle 6.7: Vergleich der Auslaugungsmengen an Ca und Mg von BPR und FHB

Beton	Temperatur [°C]	Atmosphäre		Ausgelaugte Menge [g/m ²]	
		Luft	N ₂	Ca	Mg
BPR	20	X		35,90	0,028
BPR	20		X	20,29	0,056
FHB	40	X		4,40	< 0,01
FHB	40		X	4,67	< 0,01
FHB	60	X		7,35	< 0,01
FHB	60		X	9,11	< 0,01
FHB	80	X		keine Werte*	keine Werte*
FHB	80		X	8,95	< 0,01

* Versuchseinrichtung defekt

Aus Tabelle 6.7 ist deutlich ablesbar, dass FHB weit weniger stark ausgelaugt wird, als der BPR. Selbst bei erhöhter Temperatur, die normalerweise den Auslaugungsprozess beschleunigt, liegen die beobachteten Auslaugungsraten sowohl bei Luftzutritt als auch unter Luftabschluss, für Ca deutlich unter denen des BPR. Eine Auslaugung von Magnesium konnte bei FHB nicht gemessen werden. Der selbstentworfene FHB reduziert damit die Gefahr der Beeinträchtigung der Wärmetauschers erheblich.

7 DISKUSSION DER ERGEBNISSE

7.1 Frischbetoneigenschaften und Verarbeitbarkeit der untersuchten Betone

Der hochfeste Beton wurde in Zusammenarbeit mit der Firma E. Schwenk Zementwerke KG hergestellt. Dabei zeigte sich, dass sowohl die Labormischungen, als auch die Mischungen aus Frischbetonwerken eine gleichbleibend hohe Qualität aufwiesen. Das Ausbreitmaß war auch hier über die erste Stunde nahezu konstant. Der Beton ließ sich problemlos einbauen und verdichten. Der Gehalt an Luftporen im Frischbeton lag mit durchschnittlich 1,2 % sehr niedrig. Aufgrund des bei hochfesten Betonen üblichen hohen Zementgehaltes wurde zusätzlich die Hydratationswärmeentwicklung aufgezeichnet. Die daraus gewonnenen Ergebnisse zeigten jedoch, dass mit einer Mikrorissbildung aufgrund zu hoher Hydratationswärme nicht zu rechnen ist.

Wie bereits erwähnt, konnte bei BPR aufgrund der Andersartigkeit hinsichtlich der Verarbeitung keines der üblichen Verfahren zur Bestimmung der Frischbetoneigenschaften angewandt werden. Beim Fließen in die Schalung wurde zudem ein Magma ähnliches Verhalten festgestellt. Obwohl sich an der Oberfläche bereits eine matte, feste Haut gebildet hatte, floss der BPR unter der Oberfläche weiter. Die ab Mitte 1999 hergestellten, selbstentworfenen FHB-Mischungen zeigten hinsichtlich der Verarbeitbarkeit deutliche Verbesserungen. Bei der als optimal eingestuften Mischung (Misch. Nr. 21) konnte eine hervorragende Fließfähigkeit bei gleichzeitig geringer Durchlässigkeit und guten Festigkeitsergebnissen erzielt werden.

Die in dieser Arbeit betrachteten Mischungen aus selbstverdichtendem Beton (SVB) ließen sich problemlos verarbeiten. Die hohe Fließfähigkeit, verbunden mit der Selbstverdichtung gestaltete den Betonierprozess wesentlich einfacher und schneller. Die geschalteten Flächen zeigten eine einwandfreie Oberfläche ohne Lunker oder Kiesnester. Bei SVB zeigte sich jedoch eine große Empfindlichkeit der Mischungen gegenüber kleinsten Wassergehaltsschwankungen. Auch die Dosierung des Stabilisierers benötigt viel Erfahrung. Die bei der ersten Probemischung noch auftretende Neigung zum Entmischen konnte durch Einsatz eines Unterwasser-Compounds als Stabilisierer wesentlich verbessert werden.

7.2 Festigkeit

7.2.1 Druckfestigkeit

Dabei übertrafen die Festigkeiten des hochfesten Betons die des Referenzbetons um ca. 100 %. Hierbei macht sich besonders der Einsatz von Microsilica und Flugasche als festigkeitssteigernde Zusatzstoffe bemerkbar.

Spitzenreiter bei dem Vergleich der Druckfestigkeiten ist, wie auch bei den Biegezugfestigkeitsvergleichen, der BPR bzw. DUCTAL[®]. Mit einer Druckfestigkeit von beinahe 190 N/mm² übertrifft er die Ergebnisse der hochfesten Betone um den Faktor 2 und die des Normalbetons um den Faktor 4. Die hohen Festigkeiten von BPR sind im wesentlichen auf die sehr dichte Struktur und den Einsatz von Microsilica, Fließmitteln sowie Stahlfasern zurückzuführen. Die Druckfestigkeiten der selbst entworfenen Feinkornhochleistungsbetonmischungen lagen, mit ca. 122 N/mm², leicht unterhalb den Festigkeiten des von Bouygues vorgemischt gelieferten BPR. DUCTAL[®] ist mit 177 N/mm² im

Bereich des BPR anzusiedeln. Da die BPR- und die DUCTAL[®]-Proben wärmebehandelt waren ist ein direkter Vergleich mit FHB nur eingeschränkt möglich.

Die Druckfestigkeiten der selbstverdichtenden Betone SVB-1 und SVB-2 orientieren sich an der gewählten Festigkeitsklasse (B 35 bzw. B 65). SVB-1 weist mit $f_{ck,28} = 56 \text{ N/mm}^2$ nach 28 Tagen ähnliche Werte auf wie der Nullbeton ($f_{ck,28} = 54 \text{ N/mm}^2$). Die in dieser Arbeit durchgeführten Festigkeitsuntersuchungen stimmen gut mit den in der Literatur (REINHARDT [32]) bisher veröffentlichten Ergebnissen überein.

7.2.2 Zugfestigkeit

HFB Nr. 41 lässt eine Zunahme der Zugfestigkeiten bezogen auf den Nullbeton um ca. 40 bis 80 % erkennen, was in der Zugabe von Microsilica, dem erhöhten Anteil an Zement und der Flugasche begründet liegen dürfte.

BPR, FHB bzw. DUCTAL[®] sollte nicht mit den anderen Betonen hinsichtlich der Zugfestigkeiten verglichen werden, da er stahlfaserbewehrt ausgeführt wurde und somit zwangsläufig eine höhere Zugfestigkeit aufweist.

Bei den selbstverdichtenden Betonen ist wie bei der Druckfestigkeit, keine Abweichung der Biegezug- oder Spaltzugfestigkeiten, bezogen auf einen herkömmlichen Beton, erkennbar, die über die natürliche Streuung hinaus gehen, und kann daher in seiner Festigkeitsentwicklung und seinen erreichbaren Festigkeiten einem Normalbeton entsprechender Festigkeitsklasse gleichgesetzt werden.

7.3 Permeabilität an ungerissenen Proben

BPR liegt mit den ermittelten Ergebnissen weit unter den hochfesten und noch weiter unter dem Nullbeton. Aufgrund des außergewöhnlich geringen w/z-Wertes ($< 0,20$) besitzt BPR noch jede Menge unhydratisierten Zement, der bei Wasserzutritt nachhydratisieren und somit die Poren verengen kann. Desweiteren weist BPR ein so dichtes Gefüge auf, dass der Zutritt von Wasser bereits deutlich reduziert wird. Ein ähnliches Verhalten zeigt sich auch bei FHB bzw. DUCTAL[®].

SVB-1 liegt bei den ermittelten Durchlässigkeitsbeiwerten von ca. $5,11 \times 10^{-13} \text{ m/s}$ nach 1 Stunde deutlich (ca. 39 %) unter dem Referenzbeton ($\sim 7,11 \times 10^{-13} \text{ m/s}$). Dies könnte an der bei SVB optimalen Verdichtung liegen. Durch das Entlüften während des Fließens werden spätere Verdichtungsfehler vermieden und gewährleisten so ein günstiges, dichtes Gefüge. Diese Vermutung stützt sich auf die Untersuchungen von OKAZAWA [28], der mit Hilfe der Quecksilberdruckporosimetrie die Porengrößenverteilung von verschiedenen Rüttelbetonen und selbstverdichtenden Betonen untersuchte.

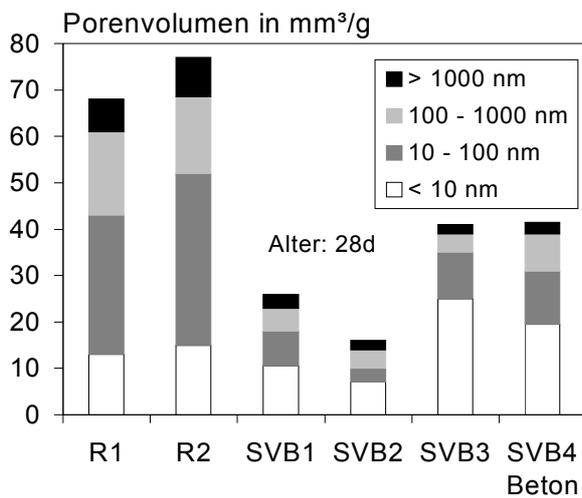


Bild 7.1: Porenvolumenverteilung der untersuchten Betone nach 28 d, OKAZAWA [28]

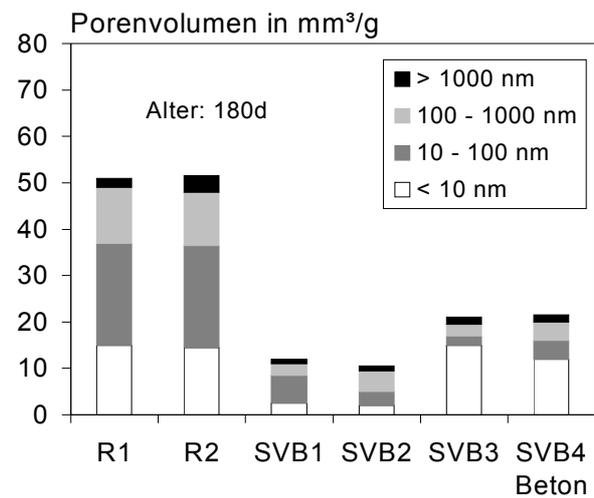


Bild 7.2: Porenvolumenverteilung der untersuchten Betone nach 180 d, OKAZAWA [28]

Aus den oben gezeigten Abbildungen wird ersichtlich, dass das Porenvolumen aller selbstverdichtender Betone unabhängig von der Zusammensetzung und der verwendeten Fließmittel, sowohl in einem Alter von 28 Tagen, als auch in einem Alter von 180 Tagen, deutlich geringer war als das der Rüttelbetone R1 und R2. Die genaue Zusammensetzung der Betone findet sich ebenfalls in OKAZAWA [28]. Korrespondierende Aussagen über die Permeabilitätseigenschaften von selbstverdichtendem Beton sind auch in ROLS [35] zu finden.

Einfluss der Temperatur auf die Permeabilität an ungerissenen Proben

Generell lässt sich für alle Betone eine Zunahme der Permeabilität mit der Temperatur erkennen, was auch in Untersuchungen von SCHNEIDER [41] bestätigt wird. Betrachtet man Tabelle 3.1 und die Gleichungen (3.1 - 3.4), so erkennt man, dass die Viskosität von Wasser zwischen 20 und 80 °C von 1,0 auf 0,35 [mPa s] zurückgeht. Auch die Dichte und die Oberflächenspannung sinken mit zunehmender Temperatur.

Die Zunahme der Durchlässigkeit bei höheren Temperaturen ist nach Kapitel 6.5.1 für alle Betone unterschiedlich. Die meisten zeigen jedoch nach 1 Stunde eine stärkere Zunahme zwischen 20 und 50 °C als zwischen 50 und 80 °C auf. Nach 48 Stunden wird dieser Verlauf zwischen der gesamten Temperaturspanne (20-80 °C) nahezu linear. Betrachtet man die Viskosität für Wasser zwischen 20 und 50 °C, so ist die Abnahme hier deutlich stärker als zwischen 50 und 80 °C, was einen gekrümmten Kurvenverlauf somit erklären könnte.

Gemäß Gleichung 3.3 besteht für den Durchlässigkeitsbeiwert k_w folgendes Verhältnis:

$$\chi(T) = \frac{k_w(T)}{k_{w,20^\circ C}} = \frac{\rho_w(T)}{\rho_{20^\circ C}} \cdot \frac{\eta_{20^\circ C}}{\eta(T)} \quad (7.1)$$

Mit den eingesetzten Werten aus Tabelle 3.1 ergeben sich daraus folgende Werte für χ in Abhängigkeit von der Temperatur:

Tabelle 7.1: Einfluss der Temperatur auf den Faktor χ normiert auf 20 °C

Faktor χ	Temperatur [°C]		
	20	50	80
normiert auf 20 °C	1,00	1,80	2,74

Demnach müsste die Permeabilität zwischen 20 und 80 °C deutlich ansteigen. Betrachtet man dazu im Vergleich Bild 6.3, so kann man eine Zunahme des Durchlässigkeitsbeiwertes um durchschnittlich 65 % beobachten. Es ist also deutlich weniger, als aus der Theorie erwartet. Dies könnte an bisher nicht bekannten Interaktionen des Wassers mit dem Beton liegen, die ebenfalls temperaturabhängig sind. Hier ist z. B. der Hydratationsvorgang zu nennen, der bei höheren Temperaturen ebenfalls schneller abläuft. Überträgt man dies auf die Nachhydratation des Zementes, so kann auch von einem schnelleren Zuwachsen der Poren durch Hydratkristalle bei höheren Temperaturen ausgegangen werden. Sinngemäßes gilt auch für andere Prozesse, wie z. B. Quellen.

7.4 Diffusion an ungerissenen Proben

Die Diffusionsdiagramme aus 6.5.2 zeigen wiederum den eindeutigen Abstand des BPR zu den anderen Betonen. Der Grund hierfür dürfte wie bei der Permeabilität in dem sehr dichten Gefüge des BPR liegen sowie an dem, im Inneren der BPR Proben noch reichlich vorhandenen, unhydratisierten Zement, der bei Dampfdurchtritt nachhydratisieren und somit den vorhandenen Porenraum durch Kristallwachstum reduzieren kann. Ähnliches gilt für FHB und DUCTAL[®]. Angemerkt sei jedoch auch hier, dass sowohl die Proben aus BPR als auch die Proben aus DUCTAL[®] temperaturbehandelt waren. FHB-Proben wiesen diese Wärmebehandlung nicht auf.

Die hochfesten Betone liegen bei den Diffusionsversuchen, sowohl im Trocken- als auch im Feuchtbereichsverfahren, mit ihrem Diffusionskoeffizienten deutlich unter dem Referenzbeton.

Die selbstverdichtenden Betone zeigen ein Diffusionsverhalten, das mit dem herkömmlicher Rüttelbetone derselben Festigkeitsklasse vergleichbar ist. Der Diffusionskoeffizient von SVB-1 (B 35) liegt dabei sowohl im Trocken- als auch im Feuchtbereichsverfahren leicht unter dem Referenzbeton, was an der fehlerfreien Verdichtung durch das Selbstentlüften liegen dürfte. Auch bei SVB-2 (B 65) gibt es keine Anhaltspunkte, dass SVB ein gänzlich anderes Diffusionsverhalten aufweist, als herkömmlicher, ordnungsgemäß verdichteter Normalbetonen.

Einfluss der Temperatur auf die Diffusion an ungerissenen Proben

Aus den Diagrammen 6.8 und 6.9 lässt sich die Temperaturabhängigkeit des Diffusionskoeffizienten sowohl im Trocken- als auch im Feuchtbereichsverfahren gut erkennen. Vergleicht man den Verlauf der in dieser Arbeit ermittelten Ergebnisse mit der DIN 52615, so stellt man fest, dass auch hier für die Temperaturabhängigkeit ein derartiger Verlauf für den Diffusionskoeffizienten von Wasserdampf in Luft angenommen wird (siehe Bild 7.3).

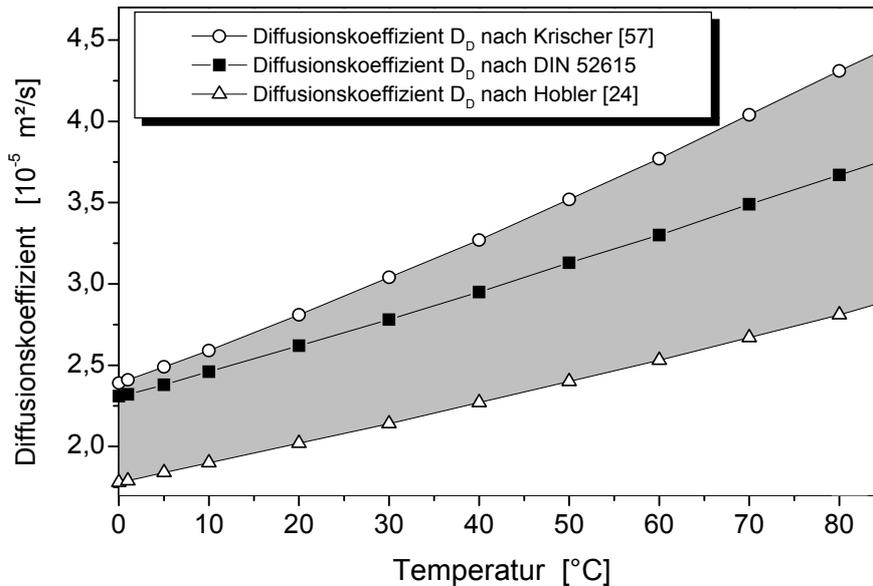


Bild 7.3: Diffusionskoeffizient von Wasserdampf in Luft in Abhängigkeit der Temperatur nach DIN 52615

Gemäß der Formel von SCHIRMER [38], die auch die Grundlage der DIN 52615 bildet, beträgt die prozentuale Steigerung des Diffusionskoeffizienten zwischen 20 und 50 °C ca. 19 % und zwischen 50 und 80 °C ca. 21 %. Es ergibt sich somit eine Steigerung zwischen 20 und 80 °C von ca. 40 %. Diese Zunahme des Diffusionskoeffizienten mit der Temperatur stimmt gut mit den in dieser Arbeit ermittelten Ergebnissen überein, wobei vereinzelt höhere oder niedrigere Werte auftreten können, die jedoch unter die übliche Streubreite fallen. In GERTIS [8] sind für die Temperaturabhängigkeit des Diffusionskoeffizienten für Wasserdampf in Luft noch wesentlich größere Streuungen angegeben. Die Abhängigkeit des Diffusionskoeffizienten von der Temperatur ist dabei je nach Betonsorte unterschiedlich.

In MOORE [27] ist für den Diffusionskoeffizienten in Abhängigkeit der Durchschnittsgeschwindigkeit der Gasmoleküle und der mittleren freien Weglänge, bei Annahme der ideale Gasgesetzte und Ausschluss von Wechselwirkungen, folgender Zusammenhang gegeben:

$$D = 0,599 \cdot \bar{c} \cdot \lambda \quad (7.2)$$

Die Durchschnittsgeschwindigkeit der Gasmoleküle ist dabei wie folgt definiert:

$$\bar{c} = \left(\frac{8 \cdot R \cdot T}{\pi \cdot M} \right)^{1/2} \quad \text{mit} \quad R = \frac{p \cdot V}{n \cdot T} \quad \text{und} \quad V = V_0 \frac{T}{T_0} \quad (7.3)$$

Wichtig in diesem Zusammenhang ist vor allem die Volumenänderung eines Gases bei konstantem Druck und steigender Temperatur, die durch das Gesetz von Gay-Lussac beschrieben wird. Unter Einbeziehung dieser Gesetzmäßigkeiten lässt sich die Durchschnittsgeschwindigkeit der Gasmoleküle umformen zu:

$$\bar{c} = \underbrace{\left(\frac{8 \cdot p \cdot V_0}{n \cdot \pi \cdot M} \right)^{1/2}}_{const.} \cdot \left(\frac{T}{T_0} \right)^{1/2} \quad (7.3)$$

mit: T = Versuchstemperatur [K] V_0 = Volumen des Gases bei 273 [K] (22414 cm³)
 $T_0 = 273$ [K] V = Volumen des Gases bei Versuchstemperatur [K]
 M = Molmasse [g/mol] n = Molzahl, $n = (m/M)$, im Rahmen der Versuchstemperatur von 20 - 80 °C als konstant betrachtet

Die mittlere freie Weglänge beträgt nach demnach:

$$\bar{\lambda} = \frac{\sqrt{2}}{2\pi \cdot (L/V) \cdot d^2} = \frac{\sqrt{2} \cdot V_0}{2\pi \cdot L \cdot d^2} \cdot \frac{T}{T_0} \quad (7.4)$$

mit: L = Avogadrozahl $6,023 \times 10^{23}$ [Moleküle/mol] d = Moleküldurchmesser [m]

(7.3) und (7.4) eingesetzt in (7.2) ergibt:

$$D = const \cdot \left(\frac{T}{T_0} \right)^{1,5} \quad (7.5)$$

Aus Gleichung (7.5) lässt sich erkennen, dass nach der theoretischen Herleitung ein der DIN 52615 sehr ähnlicher Zusammenhang zwischen dem Diffusionskoeffizienten und der Temperatur besteht. Vergleicht man die Theorie mit den in den Versuchen ermittelten Ergebnissen, so stellt man eine gute Übereinstimmung fest, siehe Bild 7.4. Ein ähnlicher Verlauf ergibt sich auch für das Feuchtbereichsverfahren.

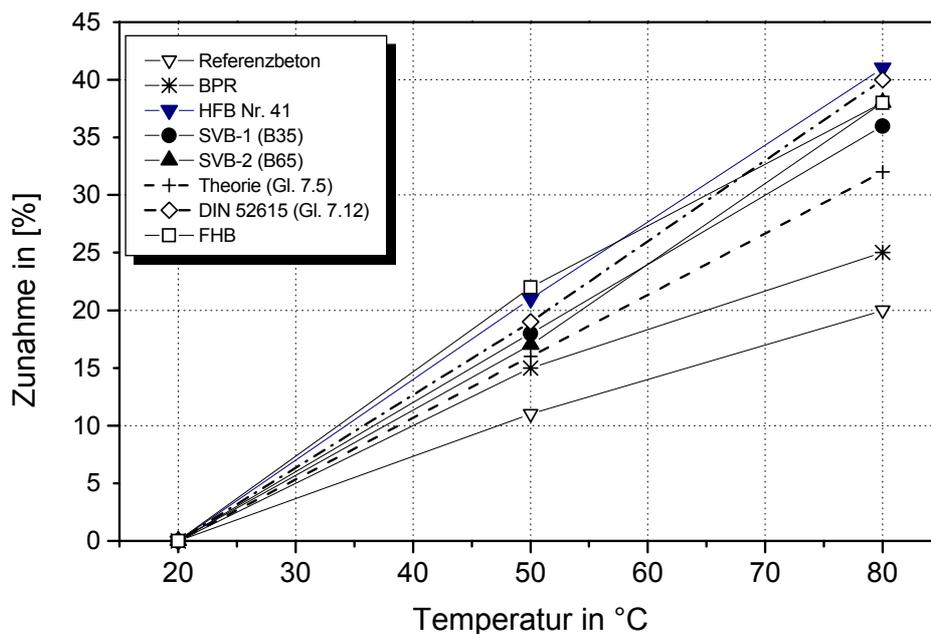


Bild 7.4: Vergleich der prozentualen Zunahme der Diffusionskoeffizienten mit der Temperatur im Trockenbereichsverfahren

Die deutliche Zunahme des Diffusionskoeffizienten mit Zunahme der Feuchte ist auf die bereits erwähnten Effekte des Mischtransports zurückzuführen. Zunächst findet in einem trockenen Baustoff, der mit Wasserdampf beaufschlagt wird, die Speicherung von Wasserdampf statt. Die Wände der Poren werden hierbei mit einer Molekülschicht überzogen. Bei einer weiteren Feuchtigkeitszunahme werden die Engstellen als Folge von Kapillarkondensation mit Wasser gefüllt. In den Poren findet nun weiter Wasserdampfdiffusion statt, in den Engstellen bereits Flüssigwassertransport. Steigt der Feuchtegehalt weiter, so wird die an den Porenwänden abgelagerte Sorbatschicht so dick, dass der Transport vollständig in der flüssigen Phase erfolgen kann. Dies hat zur Folge, dass das Transportvolumen stark ansteigt. Der im Feuchtbereichsverfahren ermittelte Massenstrom besteht deshalb aus zwei überlagerten Effekten. Der eigentlichen Dampfdiffusion und einem Flüssigwassertransport. Nachfolgende Gleichung beschreibt die Zusammenfassung der beiden Effekte:

$$\dot{m} = \dot{m}_D + \dot{m}_{Fl} = - \underbrace{\frac{D_D}{R_D \cdot T} \cdot \frac{dp_D}{dx}}_{\text{Diffusionsanteil}} - \underbrace{D_W \cdot \frac{dw}{dx}}_{\text{Flüssigwasseranteil}} \quad (7.6)$$

Der Zusammenhang zwischen relativer Feuchte und der Temperatur kann mit der Kelvin-Thomson Gleichung veranschaulicht werden:

$$\varphi = \exp \left[- \frac{2 \cdot \sigma \cdot \cos \theta}{r \cdot \rho_w \cdot R_D \cdot T} \right] \quad (7.7)$$

Hieraus lässt sich ablesen, dass mit zunehmender Temperatur auch die relative Feuchte zunimmt, wodurch der Flüssigwassertransport begünstigt wird. Da dieser, wie oben erwähnt, der leistungsfähigere Transportmechanismus ist, steigt auch der Diffusionskoeffizient an.

7.5 Kapillare Wasseraufnahme

Die Ergebnisse der kapillaren Wasseraufnahme liegen bei den hochfesten, den selbstverdichtenden Betonen und beim Nullbeton im Rahmen des Erwarteten. Die bei 20 °C ermittelten Wasseraufnahmekoeffizienten von BPR stimmen dabei mit denen in der Literatur (ROUX [36]) überein. Die Werte für FHB übersteigen die Vergleichswerte für BPR und DUCTAL[®] stark, was u. U. an der fehlenden Temperaturbehandlung liegen kann.

SVB-1 entspricht in seinem kapillaren Wasseraufnahmeverhalten nahezu dem Referenzbeton, was wiederum die Tendenz bestätigt, dass sich die Festbetoneigenschaften von selbstverdichtendem Beton ungefähr mit denen herkömmlicher Rüttelbetone gleicher Festigkeitsklasse decken. Auch SVB-2 liegt als Vertreter von hochfestem, selbstverdichtendem Beton in dem von üblichen hochfesten Betonen belegten Bereich.

Einfluss der Temperatur auf die kapillare Wasseraufnahme

Die Temperatur beeinflusst in großem Maße die Größe der Grenzflächenspannung und der Viskosität des Wassers. Beide Werte nehmen mit zunehmender Temperatur ab (siehe Tabelle 3.1). In fol-

gender Tabelle ist der auf 20 °C normierte Einfluss der Temperatursteigerung auf die Wasseraufnahme bei sonst konstanten Werten aufgetragen.

$$m = A \cdot \sqrt{t} = \sqrt{\frac{r \cdot \sigma \cdot \cos \theta}{2\eta}} \cdot \sqrt{t} = \sqrt{\frac{r \cdot \cos \theta}{2}} \cdot \sqrt{\frac{\sigma}{\eta}} \cdot \sqrt{t} \quad (7.8)$$

Tabelle 7.2: Einfluss des Temperaturfaktors auf die Wasseraufnahme normiert auf 20 °C

Temperaturfaktor $(\sigma/\eta)^{1/2}$		
20 °C	50 °C	80 °C
1,00	1,30	1,53

Nach der Gesetzmäßigkeit (7.8) müsste die Wasseraufnahme zwischen 20 und 50 °C ca. 30 und zwischen 20 und 80 °C ca. 53 % zunehmen. Dies bedeutet, dass die Zunahme der Wasseraufnahme zwischen 20 und 50 °C stärker ausfällt als zwischen 50 und 80 °C. Vergleicht man diese ermittelten Werte mit den experimentellen Werten aus Bild 6.10, so kann man erkennen, dass bei den meisten Betonsorten die Zunahme der Wasseraufnahme zwischen 20 und 50 °C tatsächlich stärker ist als zwischen 50 und 80 °C, was an dem leicht gekrümmten Verlauf zu erkennen ist. Die prozentuale Steigerung der Wasseraufnahme fällt insgesamt jedoch geringer aus, als die aus der Theorie erwartete. Dies dürfte hauptsächlich daran liegen, dass bei einer 80 °C heißen Probe sofort ein Trocknungsprozess einsetzt, sobald sie aus dem Wasserbad genommen wird. Eine Probe bei einem 20 °C Versuch zeigt dieses Verhalten nicht. Die in dieser Arbeit ermittelten Ergebnisse stehen im Einklang mit früheren Untersuchungen von SOSORO [110]. Auch er ermittelte je nach Betonsorte eine prozentuale Zunahme des Wasseraufnahmekoeffizienten von ca. 20 - 65 %, zwischen 20 und 80 °C.

Einfluss der Temperatur auf die Permeabilität an Proben mit Trennriss

Für die Erfassung der Durchlässigkeit von Trennrissen wird in dieser Arbeit die folgende auf dem Gesetz von Hagen-Poiseuille beruhende Betrachtungsweise verwendet:

$$Q_{r0} = \xi \cdot \frac{w^3 \cdot \Delta p \cdot l}{\eta \cdot d} \quad [\text{m}^3/\text{s}] \quad (7.9)$$

mit $v = \eta/\rho$ und $\Delta p = \rho \cdot g \cdot h_1$ ergibt sich daraus:

$$Q_{r0} = \xi \cdot h_1 \cdot \frac{g \cdot w^3 \cdot l}{v \cdot d} \quad (7.10)$$

Gleichung (7.10) lässt sich umschreiben zu:

$$Q_{r0} = \xi \cdot h_1 \cdot \frac{g \cdot l}{d} \cdot w^3 \cdot \frac{1}{v} \quad \Rightarrow \quad Q_{r0} = \xi \cdot h_1 \cdot \frac{g \cdot l}{d} \cdot K \quad (7.11)$$

In dieser Formel ist der Einfluss der Temperatur und der Rissbreite in Form des Faktors K vertreten. Nachfolgende Abbildung veranschaulicht die Abhängigkeit dieses Faktors K von der Rissbreite und der Temperatur.

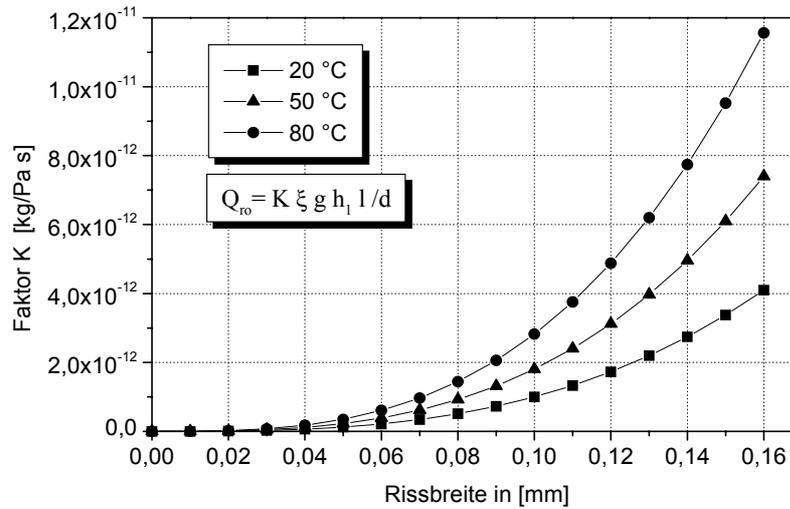


Bild 7.5 : Durchfluss in Abhängigkeit der Temperatur und der Rissbreite

Aus Bild 7.5 ist deutlich zu erkennen, dass der Durchfluss mit Zunahme der Rissbreite überproportional steigt. Neben diesem Einfluss ist auch der Einfluss der Temperatur gut zu erkennen. Nachfolgende Tabelle soll mit den auf 20 °C normierten Durchflüssen helfen die Ergebnisse zwischen Versuch und Theorie zu vergleichen.

Tabelle 7.3: Vergleich der auf 20 °C und einer Rissbreite von 0,08 mm normierten Durchflüsse aus Theorie und Versuch

Art der Ermittlung des Durchflusses	Rissbreite [mm]	Temperatur [°C]		
		20	50	80
Theorie	0,05	0,24	0,44	0,67
	0,08	1,00	1,80	2,82
	0,10	1,95	3,52	5,50
Versuch	0,05	0,21	0,38	0,60
	0,08	1,00	1,61	2,90
	0,10	2,12	3,62	4,87

Aus Tabelle 7.3 lässt sich erkennen, dass die aus der Theorie berechnete und die in den Versuchen gemessene Abhängigkeit des Durchflusses durch einen Riss von der Temperatur gut übereinstimmen.

Einfluss der Temperatur auf die Diffusion an Proben mit Trennriss

Gemäß der Theorie müsste der an der gerissenen Probe gemessene Diffusionskoeffizient dem von Wasserdampf in Luft entsprechen. Nach Schirmer [38] lässt beträgt der Diffusionskoeffizient von Wasserdampf in Luft:

$$D_D = 0,083 \cdot \frac{p_0}{p_L} \cdot \left(\frac{T}{273} \right)^{1,81} \quad (7.12)$$

Tabelle 7.4: Diffusionskoeffizient für Wasserdampf in Luft

Diffusionskoeffizient [m ² /s]	Temperatur [°C]		
	20	50	80
D _D	26,2 x 10 ⁻⁶	31,3 x 10 ⁻⁶	36,7 x 10 ⁻⁶

Im Folgenden sollen nun rechnerisch die Ergebnisse der Diffusionsversuche an Proben mit Trennrissen verifiziert und mit der Theorie verglichen werden. Die Rechnung wird exemplarisch anhand der Ergebnisse des Trockenbereichsverfahren bei 20 °C durchgeführt, sie ist aber auch für die anderen Temperaturbereiche (50 u. 80 °C) anwendbar und führt zu vergleichbaren Ergebnissen. Berechnet man den Diffusionskoeffizienten für eine gerissene Probe bei 20 °C im Trockenbereichsverfahren nach dem 1. Fick'schen Gesetz,

$$\dot{m} = -D \cdot \frac{dc}{dx} \Rightarrow D = -\frac{\dot{m}}{t} \cdot \frac{d}{A} \cdot \frac{l}{c} \quad (7.13)$$

so erhält man für die jeweiligen gemessenen Diffusionsströme aus Bild 6.15 für verschiedene Rissbreiten die in Tab. 7.5 aufgeführten Werte:

Tabelle 7.5: Diffusionskoeffizient für Wasserdampf in Luft für verschiedene Rissbreiten bei 20 °C

Diffusionskoeffizient [m ² /s]	Rissbreite in [mm]		
	0,05	0,10	0,15
D _D für d = 0,04 m	105,3 x 10 ⁻⁶	64,22 x 10 ⁻⁶	51,38 x 10 ⁻⁶

Vergleicht man nun die aus der Theorie erwarteten Werte mit den in den Versuchen gemessenen, so erkennt man, dass die Versuchswerte je nach Rissbreite um ca. 2 - 4 mal größer sind. Dieser Umstand ist jedoch wie folgt zu erklären: Der gemessene Diffusionsstrom besteht nicht nur aus dem Wasserdampf, der durch den Riss geht, sondern auch aus dem Anteil, der durch den ungerissenen Beton diffundiert. Es gilt:

$$\dot{m} = \dot{m}_R + \dot{m}_B \Rightarrow \dot{m}_R = \dot{m} - \dot{m}_B \quad (7.14)$$

mit: \dot{m} : gesamter Massenstrom in [g/h] \dot{m}_R = Massenstrom durch den Riss [g/h]
 \dot{m}_B : Massenstrom durch den ungerissenen Beton [g/h]

Tabelle 7.6: Vergleich der Diffusionsströme durch HFB Nr. 41 aus den Versuchen mit den berechneten Diffusionsströmen, jeweils bei 20 °C

Nr.	Diffusionskennwerte aus Versuchen bzw. Theorie	Rissbreite [mm]		
		0,05	0,10	0,15
1	Diffusionskoeffizient D _D [m ² /s] (Bild 6.9)	4,1 x 10 ⁻⁸	4,1 x 10 ⁻⁸	4,1 x 10 ⁻⁸
2	Diffusionsstrom \dot{m}_B [g/h] durch den ungerissenen Beton (Ø = 100 mm, h = 40 mm)	2,5 x 10 ⁻⁴	2,5 x 10 ⁻⁴	2,5 x 10 ⁻⁴
3	Diffusionsstrom \dot{m} [g/h] (Bild 6.21)	5,0 x 10 ⁻⁴	5,5 x 10 ⁻⁴	6,0 x 10 ⁻⁴
4	Diffusionsstrom \dot{m}_R [g/h] durch den Riss (Zeile 3-2)	2,5 x 10 ⁻⁴	3,0 x 10 ⁻⁴	3,5 x 10 ⁻⁴
5	Diffusionsstrom \dot{m}_{RT} [g/h] nach Gl. (7.14)	1,0 x 10 ⁻⁴	2,0 x 10 ⁻⁴	3,0 x 10 ⁻⁴
6	Verhältnis Messung/Theorie (Zeile 4/5)	2,5	1,5	1,16

Ausgehend von den in den Versuchen ermittelten Diffusionskoeffizienten für HFB Nr. 41 wird in vorstehender Tabelle der Anteil des Massenstroms berechnet, der durch den ungerissenen Beton diffundiert. Aus Tabelle 7.6, Zeile 6 ist deutlich zu erkennen, dass mit zunehmender Rissbreite der gemessene Diffusionsstrom durch den Riss sich immer mehr dem von der Theorie erwarteten annähert. Bei einer Rissbreite von 0,15 mm beträgt der Unterschied nur noch 16 %. Dieser Effekt hat mehrere Ursachen:

- Je kleiner die Rissbreite ist, desto wahrscheinlicher ist es, dass es Bereiche im Inneren des Risses gibt, die nicht durchgängig sind. Die theoretische Annahme zur Berechnung des Diffusionskoeffizienten, die von zwei glatten Rissufern und einer konstanten Rissbreite ausgeht, ist nicht gegeben. Je größer der Riss wird, umso eher nähert er sich diesen idealen Bedingungen an.
- Zum anderen fallen bei sehr kleinen Rissbreiten Faktoren wie Messgenauigkeit, Rissverzweigungen, Rissverlauf etc. stärker ins Gewicht. Die Carbonatablagerungen sind über die Risslänge stark unterschiedlich ausgeprägt. Es liegt also nahe, dass an Stellen größerer Ablagerungen auch ein größerer Diffusionsstrom vorherrscht. Auf der anderen Seite gibt es wieder Bereiche, an denen so gut wie keine Carbonatablagerungen zu sehen sind. Dies könnten Bereiche mit innerem Rissverschluss oder allgemein kleinerer Rissbreite sein. Auf Grund des sehr viel geringeren Massenstroms verglichen mit der Permeabilität sind die Kristalle natürlich deutlich kleiner, sie lassen sich jedoch ohne Probleme mit dem bloßen Auge erkennen. Bei den Proben, die bei 50 °C geprüft wurden, liegt keine sichtbare Kristallbildung in Form von kleinen Kristallaufwölbungen vor, es lässt sich jedoch entlang des Risses ein deutlich weißer Rand erkennen.

7.6 Auslaugung

Hierzu lassen sich aus den gemachten Untersuchungen und den Vergleichen mit Normalbeton aus SCHIESSL [37] eindeutige Ergebnisse ableiten. Der an der FMFA untersuchte hochfeste Beton (HFB Nr. 41) wird deutlich weniger ausgelaugt als der zu Vergleichszwecken herangezogene Normalbeton aus SCHIESSL [37]. Die in Bild 10.19 dargestellte zeitabhängige Freisetzungsrates weist für Ca eine Steigung von ca. - 0,4 und für Magnesium von ca. - 0,5 auf. Der Hauptauslaugungsmechanismus dürfte daher die Diffusion sein. Aufgrund des bei den Versuchen durchgeführten Eluentenwechsels ist bei normaler Betriebsweise des Wärmespeichers (kein Wasserwechsel) mit einer deutlich geringeren anfänglichen Auslaugungsrate zu rechnen. Auf längere Sicht gesehen wird der hochfeste Beton, im Vergleich zu Normalbeton, deutlich weniger ausgelaugt, da der Auslaugungsvorgang mit fortschreitender Zeit tiefere Schichten des Betons mit noch vorhandenem Calciumhydroxid ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) erreichen muss und dieser Diffusionsvorgang bei hochfestem Beton, aufgrund des geringeren Diffusionskoeffizienten wesentlich langsamer abläuft als bei Normalbeton.

BPR weist im Vergleich zum hochfesten Beton ein gänzlich anderes Auslaugungsverhalten auf. Die Auslaugung von Magnesium erreicht unter der Stickstoffatmosphäre den ca. 3-fachen Wert des Normalbetons und liegt bei Luftzutritt annähernd gleichauf mit dem Normalbeton. Die ausgelaugte Menge an Calcium bei Luftzutritt liegt dagegen über der bei Stickstoff. Insgesamt liegen die ausgelaugten Mengen an Ca und Mg deutlich über denen von Normalbeton und von HFB Nr. 41. Trägt man die Freisetzungsrates im doppelt logarithmischen Maßstab über die Zeit auf (siehe Bild 10.20), so erkennt man, dass die Steigung nun ungefähr -1 beträgt, d. h. es liegt ein sogenannter "wash-out"-Effekt vor.

Bei SVB-1 wird deutlich, dass der Einfluss von Stickstoff im Vergleich zur Eluation unter Luft (Luft-CO₂) auf die Gesamtmenge (pro m²) von eluierten (oberflächlich abgewaschenen) Mengen an Ca und Mg eher gering ist. Unterschiede lassen sich jedoch bei den Auslaugungsmechanismen erkennen. In der nachfolgenden Tabelle sind die eluierten Gesamtmengen in Abhängigkeit von der Temperatur und den Umgebungsbedingungen für SVB-1 nochmals übersichtlich wiedergegeben.

Tabelle 7.7: Gesamtmenge an eluiertem/ausgelaugtem Ca und Mg pro m² Betonoberfläche in Abhängigkeit von Temperatur und Umgebungsbedingungen für SVB-1, [44]

Versuchstempertur [°C]	eluierte Gesamtmenge an Ca in g/m ²		eluierte Gesamtmenge an Mg in g/m ²	
	Luft	N ₂	Luft	N ₂
40	7,31	8,67	0,02	0,02
60	9,06	9,89	0,016	0,016
80	7,7	8,4	0,013	0,013

Normiert man die eluierten Mengen auf die Zeiteinheit 1 Tag, so ergibt sich das in der folgenden Abbildung wiedergegebene Bild.

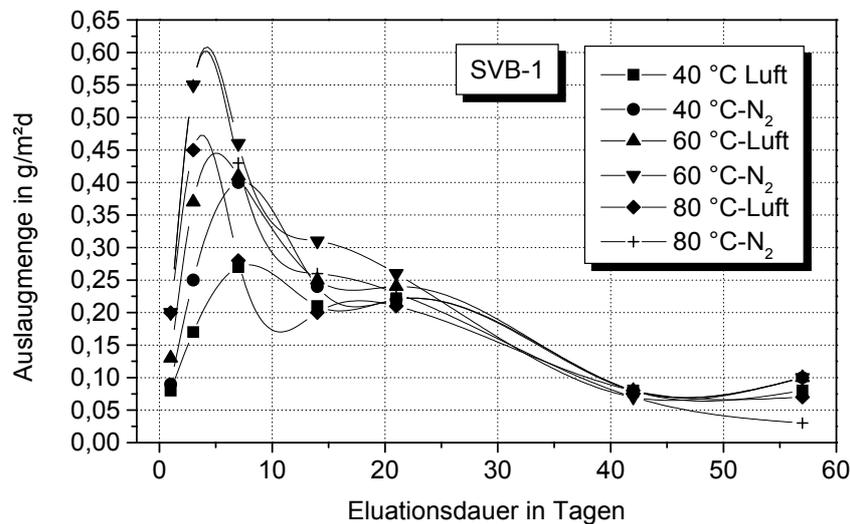


Bild 7.6: Auslaugung von Ca von Betonoberflächen (normiert auf g/m²d) bei unterschiedlichen Auslaugtemperaturen und Umgebungsbedingungen, [44]

Bild 7.6 zeigt, dass nach Ende der Anfangsauswaschung für Ca (nach ca. 42 Tagen) ein kontinuierlicher Löseprozess stattfindet. Dabei werden täglich etwa 0,1 g (entsprechend 100 mg) Ca pro m² Betonoberfläche gelöst. Eine relevante Auswaschung von Mg findet nicht statt. Nur in der Phase der Anfangsauswaschung werden geringe Mengen von Mg ausgewaschen. Die gesamte ausgewaschene Mg-Menge (bezogen auf die Gesamtversuchsdauer) liegt unter 1 % der ausgewaschenen Ca-Menge.

Einfluss der Temperatur auf die Auslaugung / Selbstheilung

Da für den Betrieb von Wärmespeichern prinzipiell die Varianten mit und ohne Stickstoffpolster in Betracht kommen und das Ausfällen von Calciumcarbonat für beide Varianten unterschiedlich abläuft, soll im Folgenden der Einfluss der Temperatur auf beide Varianten diskutiert werden.

Die Ausgangsreaktion aus dem Beton / Zement lautet:



Im Regelfall steigt die Löslichkeit mit steigender Temperatur an. Einige Verbindungen wie auch Ca(OH)_2 weisen jedoch eine Anomalie auf, LIDE [22]:

- Löslichkeit von Ca(OH)_2 in kaltem Wasser (20 °C) 1,85 g/l
- Löslichkeit von Ca(OH)_2 in heißem Wasser (80 °C) 0,77 g/l

Die Geschwindigkeit chemischer Reaktionen ist eine Funktion von Konzentration und Temperatur. Die Lösung eines Salzes, hier Ca(OH)_2 , ist eine physikalisch-chemische Reaktion, die nach der oben beschriebenen Reaktionsgleichung abläuft. Bei konstanter Konzentration wie im Feststoff (Beton) gegeben steigt die Geschwindigkeit des Löseprozesses mit der Temperatur an. Betrachtet man die Löslichkeit von Ca(OH)_2 in Wasser, so werden bei steigender Temperatur zwei konkurrierende Parameter auf die Löslichkeit einwirken:

- 1.) Die durch die Erhöhung der Temperatur bewirkte Erhöhung der Reaktionsgeschwindigkeit bzw. Geschwindigkeit des Löseprozesses
- 2.) Die Abnahme der Löslichkeit durch die Verringerung der Löslichkeit bei höheren Temperaturen.

Resultierend aus beiden Einflussgrößen ist zu erwarten, dass die Löslichkeit von Ca(OH)_2 aus festem Ca(OH)_2 (Portlandit in der Zementphase) in wässrigen Systemen dann optimal sein wird, wenn die Erhöhung der Geschwindigkeit der Löslichkeit durch den Einfluss der erhöhten Umgebungstemperatur noch deutlich über der temperaturbedingten Abnahme der Löslichkeit liegt. Die gemessenen maximalen Konzentrationen von Ca-Ionen in den Eluaten (Auslauglösungen) resultierend aus dem Lösen von Ca(OH)_2 bei einer Temperatur von ca. 60 °C lassen sich durch diesen Mechanismus erklären, (siehe Bild 7.7).

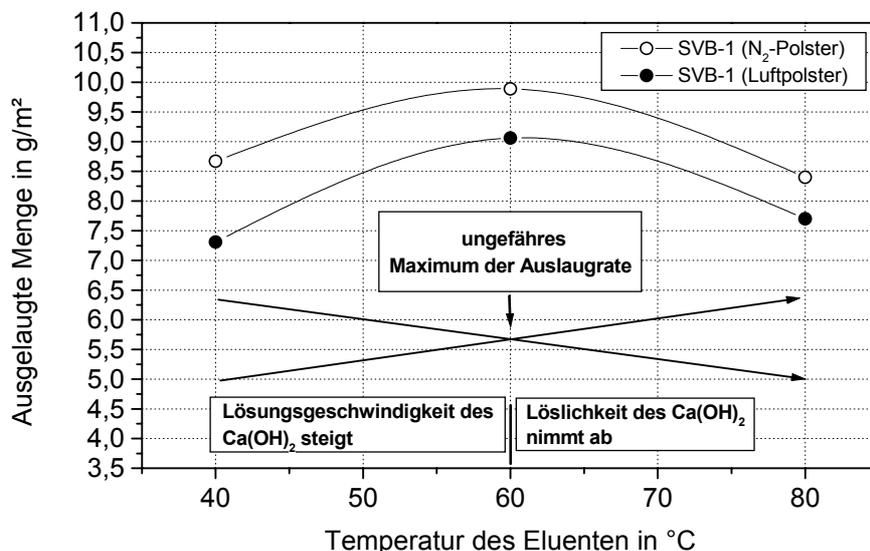


Bild 7.7: Auslaugrate von Ca in Abhängigkeit der Temperatur

Der Einfluss anderer Ca-Verbindungen aus dem Zement kann in diesem Zusammenhang vernachlässigt werden, da entweder die Reaktionsgeschwindigkeiten der Löslichkeit bzw. die Löslichkeit selbst als sehr gering anzusehen sind oder andere Ca-Verbindungen wie Calciumcarbonat bedingt durch die geringe Carbonatisierung der Betonproben nur in untergeordneter Größenordnung vorhanden sind. Zudem ist CaCO_3 deutlich schwerer löslich als Ca(OH)_2 . Tritt kein CO_2 in die calciumhydroxidhaltige Lösung ein, so wird der Löseprozess nach Erreichen der Gleichgewichtskonzentration im Wasser beendet sein und kein weiteres Ca(OH)_2 wird von der Betonoberfläche gelöst.

Tabelle 7.8: Löslichkeit der verschiedenen CaCO_3 - Modifikationen nach LIDE [22]:

CaCO ₃ - Modifikation	Löslichkeit [g/l]	
	kaltes Wasser [20 °C]	warmes Wasser [80 °C]
Calcit	0,014	0,018
Aragonit	0,015	0,019

Hat sich bereits Calciumcarbonat gebildet, kommt es zu Reaktionen calciumhydroxid- bzw. calciumcarbonathaltiger Lösungen mit dem CO_2 der Luft. Wird nun Luft CO_2 in die wässrige Ca(OH)_2 -haltige Lösung eingetragen (wie im offenen System), so sind die nachfolgenden Reaktionen (7.16 bis 7.25) zu berücksichtigen.

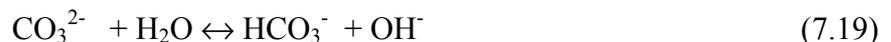
a) Reaktionen mit Wasser und Kohlendioxid bzw. Kohlensäure



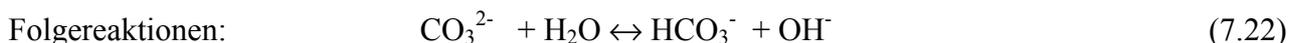
mit folgenden weiteren Dissoziationsstufen



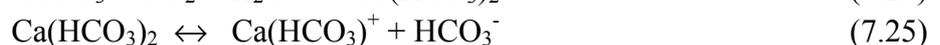
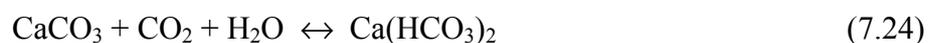
b) Liegt in einer Lösung ursprünglich Carbonat vor, so stellt sich folgende Reaktion ein:



Die oben beschriebenen Reaktionsmechanismen laufen auch in Lösungen von Kalkstein in Wasser ab. In weitgehend CO_2 -freiem Wasser (z. B. im geschlossenen System) wird CaCO_3 in sehr geringem Umfang gelöst:



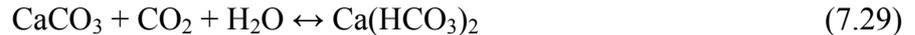
c) In kohlensäurehaltigen Wässern (offenes System) reagiert Calciumcarbonat wie folgt:



und den Folgereaktionen (7.17) und (7.20). Tritt zu Lösungen die Ca^{2+} und OH^- -Ionen enthalten, CO_2 aus der Luft hinzu, so werden sich folgende Reaktionsabläufe einstellen:



Bei einem weiteren Einwirken von CO_2 auf die vorliegende Lösung ergibt sich folgende Reaktion:



Dies bedeutet, dass in einem ersten Schritt Calciumcarbonat (schwerlöslich) aus dem wässrigen System ausgefällt wird. In folge davon verarmt die Lösung an Ca^{2+} und weiteres $\text{Ca}(\text{OH})_2$ wird aus dem Beton gelöst. Bedingt durch weiteren CO_2 -Zutritt wird das gebildete CaCO_3 über die Reaktion 7.29 erneut gelöst und ein ggf. vorhandener Bodensatz an CaCO_3 kann verschwinden wodurch kalkhaltiges Wasser entsteht. Wird dieses kalkhaltige Wasser erwärmt, so läuft vor allem die Reaktion 7.29 von rechts nach links, CO_2 entweicht aus der wässrigen Lösung, da die Hauptmenge an CO_2 im Wasser physikalisch und nicht chemisch gelöst vorliegt, und Kalkstein entweder in Form von Calcit oder Aragonit fällt wieder aus.

Die unterschiedliche Stärke der Reaktionen bei verschiedenen Temperaturen lässt sich auch deutlich anhand der beobachteten Kristallbildung auf der Austrittsseite der Probe erkennen. Während bei 20 °C lediglich kleine Carbonatkristalle in Form von dünnen Fäden zu beobachten waren, so sind bei 80 °C dicke, kreisförmige Kristalle entlang des gesamten Risses zu beobachten (s. a. Aufnahmen von Kristallformen im Anhang in Bild 10.42 - Bild 10.45).

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass insbesondere bei einer Eluationstemperatur von 80 °C die verminderte Löslichkeit von $\text{Ca}(\text{OH})_2$ die entscheidende Rolle spielt. Bei Temperaturen bis ca. 60 °C kann von einer Beschleunigung des Löseprozesses ausgegangen werden, wobei auch angenommen werden kann, dass das oberflächlich vorhandene CaCO_3 bedingt durch die Temperatureinwirkung in geringem Umfang an den Auslaugprozessen beteiligt ist. Bei höheren Temperaturen wird die Löslichkeit von $\text{Ca}(\text{OH})_2$ im Porenwasser des Betonkörpers insgesamt abnehmen und eine geringere Auslaugung wäre die unmittelbare Folge dieses Temperatureffekts. Auch die sehr geringen Mengen an löslichem Mg stützen die Hypothese, dass im wesentlichen die Hydroxide beider Erdalkalielemente Reaktionspartner des Auslaugungsprozesses sind. Dies würde auch erklären, warum unter Luftabschluss (N_2 -Polster) insgesamt mehr Ca aus der Betonoberfläche herausgelöst wird als unter Luftzutritt, VOLLAND [44].

7.7 Einfluss der Betonzusammensetzung auf die Transporteigenschaften

Unbestritten übt die Zusammensetzung des Betons den Haupteinfluss auf die Transporteigenschaften aus. Die Wahl der richtigen Ausgangsstoffe sowie ihr Mischungsverhältnis ist daher von größter Bedeutung. Die Durchlässigkeit der Betone kann dabei durch viele Faktoren herabgesetzt werden. Anzustreben sind vor allem: Geeignete Zemente, eine gute Abstufung der Sieblinie (dichtest mögliche Packung), ein niedriger w/z-Wert, um den Kapillarporenraum so gering wie möglich zu halten,

sowie eine optimale Nachbehandlung, um die Rissbildung durch Fröhschwinden zu verhindern. Desweiteren ist die Zugabe von Flugasche oder anderen Füllern zu empfehlen.

Bereits mit der Auswahl der Zemente kann Einfluss auf die Dichtigkeit bzw. das Selbstheilungsverhalten des Betons genommen werden. Wie bereits bekannt, bedarf es zur Selbstheilung neben einem ausreichenden Angebot an Carbonationen auch genügend Calciumhydroxid. Betrachtet man nun den Ca(OH)_2 -Gehalt verschiedener Zemente nach Hårdtl [11], so besitzt ein CEM I im Alter von 90 Tagen rund 23 Gew.-%, ein CEM III dagegen nur ca. 10 Gew.-%. Für ein günstiges Selbstheilungsverhalten dürfte demnach ein CEM I geeigneter sein als ein CEM III. Weiterführende Untersuchungen zum Einfluss der Zementsorte auf die Selbstheilung finden sich in DHR [4].

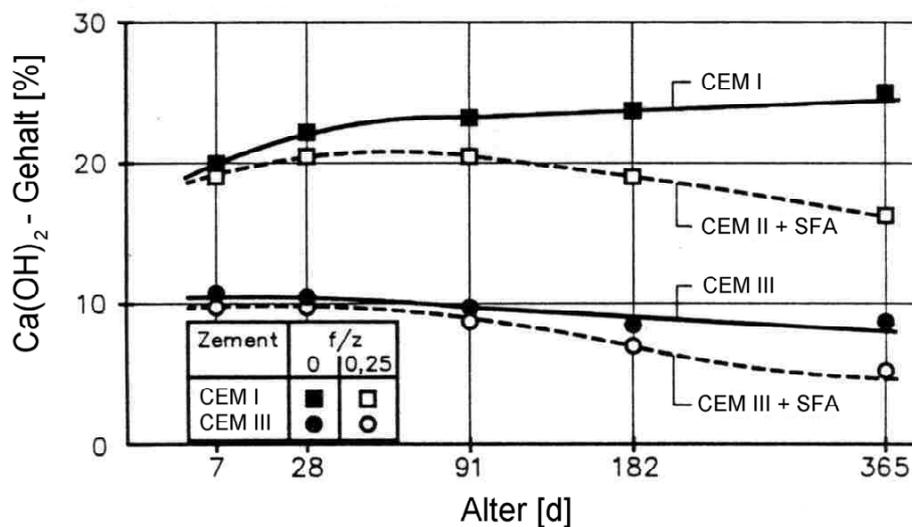


Bild 7.8 : Ca(OH)_2 - Gehalt von Mörteln mit und ohne Flugasche in Abhängigkeit vom Hütten-sandgehalt des Zements nach HÄRDTL [11]

Besonders die Zugabe von Flugasche reduziert durch den geometrischen Zwickelfülleffekt und die puzzolanische Reaktion im erhärteten Zementstein, bei gleichzeitig optimaler Nachbehandlung, die Durchlässigkeit erheblich, was in zahlreichen Untersuchungen (HÄRDTL [11] und MARSH [24]) bestätigt wird. Der Kapillarporenraum wird dabei nicht reduziert, sondern lediglich unzugänglich gemacht. MARSH [24] spricht in diesem Zusammenhang vom sogenannten "pore-blocking-effect", bei dem sich die Reaktionsprodukte der puzzolanischen Reaktion der Steinkohlenflugasche an den Porenöffnungen niederschlagen, so dass ein Eindringen oder Durchströmen des dahinterliegenden Porenraums behindert oder gar nicht mehr möglich ist.

Den hochfesten Betonen wurde, neben Flugasche, auch Microsilica und Fließmittel zugegeben. Die damit erreichte Reduktion des w/z-Wertes und die dichtere Packung des Gefüges bewirkten eine erhebliche Reduktion der Transporteigenschaften. Durch einen w/z-Wert von $< 0,4$ verbleibt zudem ein Teil des Zementes noch unhydratisiert im Beton. Dieser Zement steht dann für Nachhydratationsvorgänge bei nachträglicher Wasserbeaufschlagung zur Verfügung. Durch diese Nachhydratationsvorgänge können Silicathydratkristalle in den noch zugänglichen Porenraum wachsen und somit das vorhandene Porenvolumen reduzieren.

Bei BPR war die Ausgangszusammensetzung durch die Bereitstellung eines Premix durch die Firma Bouygues von Anfang an festgelegt. Eigene Versuche mit veränderten Zugabemengen an Verflüssiger bzw. Wasser bewirkten beim ursprünglichen BPR eine Verschlechterung der Rohdichte sowie der Verarbeitbarkeit, woraus auf eine Zunahme des Porenraums bzw. der Transporteigenschaften im Beton geschlossen werden kann. Durchlässigkeitsversuche mit veränderten BPR-Mischungen wurden jedoch nicht explizit durchgeführt.

Bei selbstverdichtenden Beton ist zu beachten, dass die Gefahr des Entmischens beim Fließen bestehen kann. Deshalb ist bei selbstverdichtenden Betonen besonderes Augenmerk auf eine entmischungsfreie, d. h. homogene Betonzusammensetzung zu achten. Erreicht werden kann dies u.a. durch den Zusatz von Stabilisierern, die in der Regel lange Molekülketten im Zugabewasser bilden, die innere Reibung herabsetzen und dabei gleichzeitig einen guten Zusammenhalt des Betons gewährleisten. Eine gute Übersicht hierzu bietet das Heft 516 des DAfStb "Sachstandsbericht SVB".

Bei der Mischung aus Feinkornhochleistungsbeton verhält es sich ähnlich wie bei BPR. Aufgrund der insgesamt angefertigten 21 Mischungen, konnte die für die Verarbeitung, Festigkeit und Dichtigkeit optimalste Mischung festgelegt werden. Wie BPR reagiert auch die FHB-Mischung empfindlich auf Schwankungen der Ausgangsstoffe. Die Verarbeitbarkeit ist im Vergleich zu BPR deutlich besser.

8 ZUSAMMENFASSUNG, BEWERTUNG, SCHLUSSFOLGERUNGEN

Wesentlich für die Funktion von Heißwasser-Wärmespeicher aus Hochleistungsbeton ist die Frage, ob der Beton im Laufe der Zeit dicht - und damit die außen angebrachte Wärmedämmung trocken bleibt. Untersuchungen zum Transportverhalten von Wasser bzw. Wasserdampf in ungerissenem Beton unter Temperaturbeeinflussung sowie zum Selbstheilungsverhalten und den damit verbundenen Auslaugungsvorgängen von Beton bei unterschiedlichen Temperaturen, wurden bisher nicht bzw. nur sehr begrenzt durchgeführt. Vereinzelt sind zu diesen Themen theoretische Überlegungen angestellt und Hypothesen formuliert worden, die jedoch nicht experimentell nachgewiesen wurden. Der vorliegende Bericht beinhaltet Untersuchungen zu den maßgebenden Durchlässigkeitseigenschaften von Beton, wie z. B. Permeabilität, Diffusion und kapillares Saugen, bei unterschiedlichen Temperaturen. Daneben wurden auch die Selbstheilungs- bzw. Auslaugungseigenschaften unter Temperaturbeeinflussung erforscht. Durch die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuche sollten folgende Zusammenhänge untersucht werden:

- Abhängigkeit der Transportprozesse (Permeabilität, Diffusion u. kapillares Saugen von Wasser) in Beton von der Temperatur
- Abhängigkeit der Selbstheilungs- / Auslaugungsprozesse von Beton von der Temperatur
- Weiterentwicklung der Heißwasser-Wärmespeicher auf der Baustoffseite

Ziel der Arbeit war es, auf Grundlage experimenteller Untersuchungen, Betonmischungen fest zu legen, die höchsten Anforderungen an die Dichtheit genügen und gleichzeitig die auftretenden Tendenzen der Temperaturabhängigkeit der Transportprozesse zu bestimmen. Aufbauend auf früheren Versuchen [13] wurden dazu verschiedene Betonmischungen hergestellt und deren Verarbeitbarkeit, Festigkeit sowie Dichtheit miteinander verglichen. Dabei kamen unterschiedlichste Lösungsansätze in Betracht. Alle hergestellten Mischungsgruppen (Hochfester Beton, Feinkornhochleistungsbeton und selbstverdichtender Beton) wurden einem Referenzbeton, der einem herkömmlichen WU-Beton nach DIN 1045 entsprach, gegenübergestellt. Innerhalb der einzelnen Mischungsgruppen kamen wiederum mehrere unterschiedliche Rezepturen zum Einsatz.

Für die Permeabilitätsversuche standen eigens dafür konzipierte und weiterentwickelte Prüfzellen zur Verfügung. Mit diesen Prüfzellen war es möglich, eine 3 cm dicke Betonprobe mit einem hydraulischen Gefälle von bis zu 35 MPa/m zu beaufschlagen. Für die Diffusionsversuche wurde auf die in der DIN 52615 genormten Verfahren (Trockenbereichsverfahren 0 bis 50 % r. F. und Feuchtbereichsverfahren 50 bis 100 % r. F.) zurückgegriffen. Bei der Ermittlung des kapillaren Saugens in Abhängigkeit der Temperatur, bildete das in DIN 52618 beschriebene Verfahren die Grundlage. Die Versuchstemperatur betrug bei allen drei Dichtheitsuntersuchungen jeweils 20, 50 und 80 °C.

Aus den Ergebnissen der aufgeführten Versuche konnte die jeweils beste Betonmischung einer jeden Mischungsgruppe ermittelt werden. Diese Mischungen bildeten den Ausgangspunkt für nachfolgende Auslaugungs- und Selbstheilungsversuche. Die Temperatur bei den Auslaugungs- und Selbstheilungsversuche betrug 40, 60 und 80 °C, bzw. 20, 50 und 80 °C. Als zusätzlicher Variationsparameter wurde bei den Auslaugungsversuchen, Luftzutritt und Luftabschluss (Stickstoffatmosphäre) und bei den Selbstheilungsversuchen, die Rissbreite eingeführt. Die vorliegenden Untersu-

chungsergebnisse zeigen eine eindeutige Abhängigkeit der untersuchten Transport- und Selbstheilungsprozesse von der Temperatur. Beide beschleunigen sich bei einer Steigerung der Temperatur. Das Ausmaß der Beschleunigung ist jedoch von Betonsorte zu Betonsorte stark unterschiedlich. Bei den Auslaugungsversuchen lag das Maximum bei ca. 60 °C. Durch eine kritische Analyse der zu diesem Thema in der Literatur auffindbaren Aussagen und theoretischen Ansätzen, konnte in den Hauptgesichtspunkten eine Übereinstimmung zwischen der Theorie und den experimentellen Untersuchungen erreicht werden.

Die Ergebnisse der verschiedenen Untersuchungen bezüglich der Transporteigenschaften von Wasser- bzw. Wasserdampf in Beton unter erhöhter Temperatur zeigen, dass es möglich ist, Wärmespeicher ohne Innenliner aus Edelstahl zu konstruieren, die trotzdem den hohen Anforderungen an die Dichtheit genügen. Feinkornhochleistungsbeton (FHB) und BPR eröffnet aufgrund seiner überdurchschnittlichen Festigkeiten und seiner sehr geringen Durchlässigkeiten, neue planerische Möglichkeiten. Wandstärken von weniger als 5 cm sind mit FHB und BPR genauso denkbar, wie die Konstruktion von Sandwichelementen. FHB benötigt wie selbstverdichtender Beton keine Verdichtungsenergie und ist deshalb prädestiniert für den Einsatz bei filigranen Bauteilen. Durch den Einsatz von Fasern kann insbesondere die Zugfestigkeit noch deutlich gesteigert werden. Eine weitere besondere Anwendung ergibt sich für FHB beim Fertigteilmontagebau. So wären Wärmespeicher denkbar, die aus vorgefertigten Elementen errichtet werden und deren Fugen mit einem Vergussmörtel aus FHB bzw. BPR geschlossen werden. Die Vorfertigung der einzelnen Elemente ermöglicht die Druck- und Temperaturbehandlung im Werk und somit nochmals eine Steigerung der Festigkeiten bzw. eine Reduktion der Durchlässigkeiten. FHB erfordert jedoch noch viel Erfahrung in der Herstellung und Verarbeitung und ist zur Zeit noch nicht als "gängiger" Werkstoff anzusehen. Das Entwicklungspotenzial ist jedoch als hoch einzustufen.

Selbstverdichtender Beton ist aufgrund der einfachen Verarbeitbarkeit und der durchweg guten Ergebnisse bei den Festigkeits- bzw. Dichtheitsuntersuchungen eine weitere Betonsorte, die für den Bau von Wärmespeichern in Frage kommt. Mit selbstverdichtendem Beton sind die heute noch häufig anzutreffenden Verdichtungsfehler nahezu auszuschließen. Daneben ist die Fertigung von hohen Wandabschnitten in nur einem Betoniervorgang möglich. Typische Schwachstellen wie z. B. Arbeitsfugen ließen sich so erheblich reduzieren. Beide untersuchten Mischungen aus selbstverdichtendem Beton (SVB 1 und SVB 2) erreichten bei den Dichtheitsuntersuchungen im Vergleich zu herkömmlichen Betonen gleicher Festigkeitsklasse leicht bessere Werte. Zur Herstellung von selbstverdichtendem Beton ist jedoch ähnlich dem FHB entsprechendes Know-how unerlässlich. Auch zeigten sich die SVB-Mischungen hinsichtlich kleiner Schwankungen bei den Zugabemengen von Wasser und Stabilisierer deutlich empfindlicher als herkömmlicher Normalbeton.

Die in diesem Bericht dargestellten Ergebnisse lassen bezüglich der Temperaturabhängigkeit der Transport-, Auslaugungs- und Selbstheilungsprozesse in Beton eindeutige Schlüsse zu. Bei allen Transportprozessen (Permeabilität, Diffusion und kapillares Saugen) hat sich mit Zunahme der Temperatur auch eine Zunahme der Transportgeschwindigkeit eingestellt. Die Intensität der Zunahme im Temperaturbereich zwischen 20 und 80 °C ist stark von den jeweils geprüften Betonsorten abhängig und reicht bei der Permeabilität von ca. 15 bis 80 %. Um möglichst gering permeable bzw. gering diffusive Betone herzustellen, müssen daher bereits beim Entwurf der Mischungen die späteren Anforderungen optimal berücksichtigt werden. Günstig ausgewirkt haben sich Zusatzstoffe wie Microsilica, Flugasche oder Kalksteinmehl. Wie sich in den Versuchen gezeigt hat, ist neben der Mischungszusammenstellung bezüglich der einzelnen Komponenten und der Verträglichkeit

der Komponenten untereinander, besonders auf die problemlose Verarbeitbarkeit der Betone zu achten.

Da die Durchlässigkeit von Beton unmittelbar vom Gefügebau abhängt, muss nach dem Einbringen des Betons auf eine sofortige und optimale Nachbehandlung geachtet werden. Gerade dieser Punkt wird jedoch in der Baupraxis oft vernachlässigt, was zu Schwindrissen in dem noch jungen Beton und einer damit einhergehenden Verschlechterung der Dichtheit führen kann. Aus den vorliegenden Untersuchungen am Festbeton (Festigkeit, Auslaugung und Selbstheilung), die zusätzlich zu den Dichtheitsuntersuchungen durchgeführt wurden, lassen sich ebenfalls eindeutige Schlussfolgerungen für die optimale Herstellung von gering durchlässigem Beton ziehen. Die Durchlässigkeit ist streng an die Druckfestigkeit der Betone gekoppelt, sie sinkt mit zunehmender Festigkeit. Hochfeste Betone haben aufgrund ihres dichteren Gefüges, geringeren w/z-Wertes und der Zugabe von Zusatzstoffen eine wesentlich geringere Durchlässigkeit als geringer feste Vergleichsbetone.

Der Grad der Auslaugung von Calcium hingegen ist nicht an die Festigkeit, sondern an das Vorhandensein von im Zement vorhandenem, leicht löslichem Calciumhydroxid gebunden. Betone mit hohem Zementanteil, wie z. B. BPR (700 bis 800 kg/m³) zeigen trotz ihrer dichten Struktur eine deutlich höhere Auslaugungsraten als andere Betone. Bei FHB ist im Vergleich zu BPR jedoch mit erheblich geringeren Auslaugungsraten zu rechnen. Die Versuche wiesen für FHB eine bis zu 80 % Reduzierung der Auslaugung von Calcium auf. Die Auslaugungsraten von Magnesium waren bei FHB so gering, dass sie unter der Nachweisgrenze lagen. FHB hat hier im Vergleich zu BPR deutliche Vorteile (s. a. Tabelle 6.7).

Anders als bei den Durchlässigkeitsversuchen stellte sich das Auslaugungsmaximum bei ca. 60 °C und nicht bei 80 °C ein. Dies hängt von der Löslichkeit des Calciumhydroxids und der Zunahme der Diffusionsgeschwindigkeit mit der Temperatur ab. Es ist bekannt, dass die Jahresmitteltemperatur des Speichers Friedrichshafen bei ca. 58 °C und somit im ungünstigsten Temperaturbereich liegt. Dies bedeutet, dass auf jeden Fall bei der Konzeption von neuen Speichern über eine, die Auslaugung reduzierende Maßnahme, wie z. B. das Aufbringen eines Stickstoffpolsters oder ein Ausgleichsgefäß, das bei Unterdruck im Speicher, hervorgerufen durch das kälter werdende Wasser im Verlauf des Winters, nur CO₂-freie Luft ansaugt, nachgedacht werden muss. Noch wichtiger ist aber die konsequente Auswahl auf der Baustoffseite, zugunsten von Betonen mit möglichst geringen Auslaugungsraten.

Hinsichtlich der Selbstheilung von Rissen im Beton lässt sich die baupraktische Schlussfolgerung ableiten, dass bei dem in der Speicherwand maximal herrschenden hydraulischen Gefälle von ca. 0,60 MPa/m und der Annahme von statischen Rissufern, Risse von ≤ 0,10 mm als problemlos angesehen werden können und durch Selbstheilungsvorgänge geschlossen werden. Eine Zunahme der Temperatur begünstigt das Selbstheilungsverhalten.

9 LITERATURVERZEICHNIS

- [1] Bázant, Z.: Non linear water diffusion in non saturated concrete. In: Materials and structures, (1972), Vol. 25, Nr. 5, S. 3-20
- [2] Bick, D.: Zur Dichtheit von Trennrissen in Beton bei Einwirken umweltgefährdender Flüssigkeiten, Aachen: Schriftenreihe des IMB: Heft 3, 1995
- [3] Cowie, J., Glasser, F.P.: The reaction between cement and natural waters containing dissolved carbon dioxide. In: Advances in cement research 4(1991/1992), Nr. 15, pp. 119-134
- [4] Dhir, R.K., Sangha, C., Munday, J.G.L: Strength and deformation properties of autogenously healed mortars. In: Journal of ACI (1973), Nr. 3, S. 231-236
- [5] Edvardsen, C.: Wasserdurchlässigkeit und Selbstheilung von Trennrissen in Beton. Berlin: DAFStb Heft 455, 1996
- [6] Eibl, J., Hilsdorf, H. K., Schönlin, K.: Permeabilität als Kennwert der Dauerhaftigkeit von Beton. Karlsruhe: Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie, Heft 8, 1989
- [7] Garrecht, H.: Porenstrukturmodelle für den Feuchtehaushalt von Baustoffen mit und ohne Salzbefrachtung und rechnerische Anwendung auf Mauerwerk. In: Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie, Heft 15, Universität Karlsruhe, 1992
- [8] Gertis, K., Kießl, K., Werner, H., Wolfseher, U.: Hygrische Transportphänomene in Baustoffen, DAFStb Heft 258. Berlin: Verlag Ernst & Sohn, 1976
- [9] Gräf, H., Grube, H.: Verfahren zur Prüfung der Durchlässigkeit von Mörtel und Beton gegenüber Gasen und Wasser. Beton 36 (1986), Heft 5, S. 184-187
- [10] Gräf, H., Grube, H.: Verfahren zur Prüfung der Durchlässigkeit von Mörtel und Beton gegenüber Gasen und Wasser. Beton 36 (1986), Heft 6, S. 222-226
- [11] Härdtl, R.: Veränderung des Betongefüges durch die Wirkung von Steinkohlenflugasche und ihr Einfluss auf die Betoneigenschaften, DAFStb Heft 448. Berlin: Beuth Verlag, 1995
- [12] Jooß, M.: Ermittlung der Auslaugungsraten in Wärmespeichern, Zwischenbericht 1/99 zum BMBF-Projekt "Dichte Heiß-Wasser-Wärmespeicher", Universität Stuttgart, April 1999
- [13] Jooß, M., Reinhardt, H.-W.: Abschlußbericht BMBF 0329606J, Teilbericht II zu den Teilen 1 und 2 des BMBF Forschungsvorhabens „Dichte Heißwasser-Wärmespeicher aus Hochleistungsbeton“, Universität Stuttgart, Juni 2000
- [14] Jooß, M.: unveröffentlichter Zwischenbericht, "Ermittlung der Auslaugungsraten von Ca in Wärmespeichern", Universität Stuttgart, April 1999
- [15] Kazmierczak, T.F.: Crystall growth of calcium carbonate. A controlled composition kinetics study. In: Journal of physical chemistry 86 (1982), pp. 103-107
- [16] Kießl, K.: Feuchtetransport in Bauteilen. In: Wissenschaftliche Zeitschrift der Hochschule f. Architektur und Bauwesen. Weimar: 33 (1987), Heft 4, S. 201-203
- [17] Klopfer, H.: Wassertransport durch Diffusion in Feststoffen. Berlin: Bauverlag, 1974
- [18] König, G., Brunsch, C.: Wassereindringverhalten von Flüssigkeiten beim Biegeriss, In: DFG, Abschlusskolloquium zum Schwerpunktprogramm: Bewehrte Betonbauteile unter Betriebsbedingungen, Stuttgart, 16. - 17. Juni 1997
- [19] Kunz, B.: Heterogene Nukleierung und Kristallwachstum von Calcit in natürlichen Gewässern. Dissertation Nr. 7355, ETH Zürich, 1983
- [20] Künzel, H., Schwarz, B.: Feuchtigkeitsaufnahme und -abgabe von Baustoffen und Bauteilen, Außenstelle Holzkirchen des Instituts für Bauphysik der Fraunhofergesellschaft, Be-

richte aus der Bauforschung, Heft 79. Berlin: Ernst & Sohn, 1972

- [21] Künzel, H.: Bestimmung des Wasserdampfdiffusionswiderstandes von mineralischen Baustoffen aus Sorptionsversuchen. In: Zeitschrift für Bauphysik 12 (1990), Heft 5, S. 140-144
- [22] Lide, D.: Handbook of chemistry and physics, 72 ND edition, chemical rubber publishing company, 1991
- [23] Lutz, P., Jenisch, R., Klopfer, H.: Lehrbuch der Bauphysik, 3. Auflage. Stuttgart: Teubnerverlag, 1994
- [24] Marsh, B.K., Day, R.L., Bonner, D.G.: Pore structure characteristics affecting the permeability of cement pastes containing fly-ash. In: Cement and Concrete research 15 (1985), Nr. 6, pp. 1027-1038
- [25] Meichsner, H.: Sind Rissbreitenmessungen eindeutig? – Vergleichende Rissbreitenmessungen mit Lupe und Setzdehnungsmesser. In: Beton und Stahlbetonbau 87 (1992), Heft 12, S. 299 – 301
- [26] Meichsner, H., Stelzner, S.: Über die Selbstdichtung von Rissen. In: Betontechnik 10 (1989), Nr. 3, S. 82-83
- [27] Moore, W.: Physikalische Chemie, 4. Auflage. Berlin: Walter de Gruyter, 1986
- [28] Okazawa, S., Umezawa, K., Tanaka, Y.: A New Polycarboxylate Based Polymer: Physical Properties of Concrete. London. In: Concrete 2000 : Economic and durable construction through excellence. Vol. II: Proceedings held at the University of Dundee, 7-9 Sept. 1993, (Dhir, R.K. ; Jones, M.R. (Ed)). London: E & FN Spon, 1993, pp. 1813-1824
- [29] Plummer, L.N., Busenberg, E.: The solubilities of calcite, aragonite and vaterite in CO₂-H₂O solutions between 0 and 90 °C and an evaluation of the aqueous model for the system CaCO₃-CO₂-H₂O. In: Geochimica et cosmochimica acta 46 (1982), pp. 1011-1040
- [30] Reineck, K.-H., Lichtenfels, A.: Entwurf und Bemessung von Heißwasser-Wärmespeichern aus Konstruktionsbeton, Bautechnische Studie im Rahmen des BMBF-Vorhabens "Solar unterstützte Nahwärmeverorgung mit und ohne Langzeitwärmespeicher, Institut Für Konstruktion und Entwurf II, Universität Stuttgart, 1997
- [31] Reinhardt, H.-W., Beurteilung von Rissen hinsichtlich der Durchlässigkeit von Betonbauteilen. In: Darmstädter Massivbau-Seminar, Beton zum Schutz der Umwelt beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen, Band 2, Darmstadt 1989, S. VII 1-16
- [32] Reinhardt, H.-W., Jooß, M. u.a.: Sachstandbericht "Selbstverdichtender Beton", DAfStb, Heft 516, Beuth-Verlag, Berlin, 2001
- [33] Reinhardt, H.-W., Nearn, N., Sosoro, M.: Transport properties of concrete. In: Reinhardt, H.-W. (Ed.): Rilem Report 16, Penetration and permeability of concrete, London 1997, pp. 213-264
- [34] Ripphausen, B.: Untersuchungen zur Wasserdurchlässigkeit und Sanierung von Stahlbetonbauteilen mit Trennrissen, Dissertation RWTH Aachen, 1989
- [35] Rols, S., Ambroise, J., Péra, J.: Effects of different viscosity agents on properties of self-levelling concrete. In: Cement and Concrete Research Vol. 29 (1999), No. 2, pp. 261-266
- [36] Roux, N., Andrade, C., Sanjun, M.: Experimental study of durability of reactive powder concretes. In: Journal of materials in civil engineering, February 1996, pp. 1-5
- [37] Schießl, P., Hohberg, I.: Vergleichsuntersuchungen zur Normung von Auslaugverfahren für zementgebundene Baustoffe, Forschungsbericht Nr. F 594, Institut für Bauforschung, RWTH Aachen, 1997
- [38] Schirmer, R.: Die Diffusionszahl von Wasserdampf-Luft-Gemischen und die Verdampfungsgeschw. In: VDI Beiheft Verfahrenstechnik., Heft 6, München 1938, S. 170-177

- [39] Schlaich, J., Reineck, K.-H., Lichtenfels, A.: Prestressed concrete hot-water tanks for the seasonal storage of solar energy, structural concrete 1994-1998, German group of FIP, Deutscher Betonverein E.V., 1998, pp. 141-143
- [40] Schneider, A.: Diagramme zur Bestimmung der relativen Luftfeuchtigkeit über gesättigten wässrigen Salzlösungen. In: Holz als Roh- und Werkstoff, 18 (1960), Heft 7, S. 8 ff
- [41] Schneider, U.: Permeabilität und Porosität von Beton bei hohen Temperaturen, DAfStb Heft 403. Berlin: Beuth Verlag GmbH, 1989
- [42] Schwarz, B.: Die kapillare Wasseraufnahme von Baustoffen. In: Gesundheitsingenieur, 93 (1972), Heft 7, S. 206 ff
- [43] Volland, G.: Laborbericht zu V/500 040, Teil I, Auslaugung von Betonköpern zur Bestimmung der gelösten Menge an Calcium und Magnesium bei Kontakt mit warmem Wasser (40, 60 und 80 °C), FMPA Stuttgart, Mai 2000
- [44] Volland, G.: Laborbericht zu V/8 0056, Auslaugung von Betonköpern zur Bestimmung der gelösten Menge an Calcium und Magnesium bei Kontakt mit warmem Wasser (60 °C), FMPA Stuttgart, Februar 1999
- [45] Volland, G.: Laborbericht zu V/500 040, Teil II, Auslaugung von Betonköpern zur Bestimmung der gelösten Menge an Calcium und Magnesium bei Kontakt mit warmem Wasser (40, 60 und 80 °C), FMPA Stuttgart, Sept. 2000
- [46] Volland, G.: Laborbericht zu V/500 040.1, Teil III, Auslaugung von Betonköpern zur Bestimmung der gelösten Menge an Calcium und Magnesium bei Kontakt mit warmem Wasser (40, 60 und 80 °C), FMPA Stuttgart, November 2001

10 ANHANG

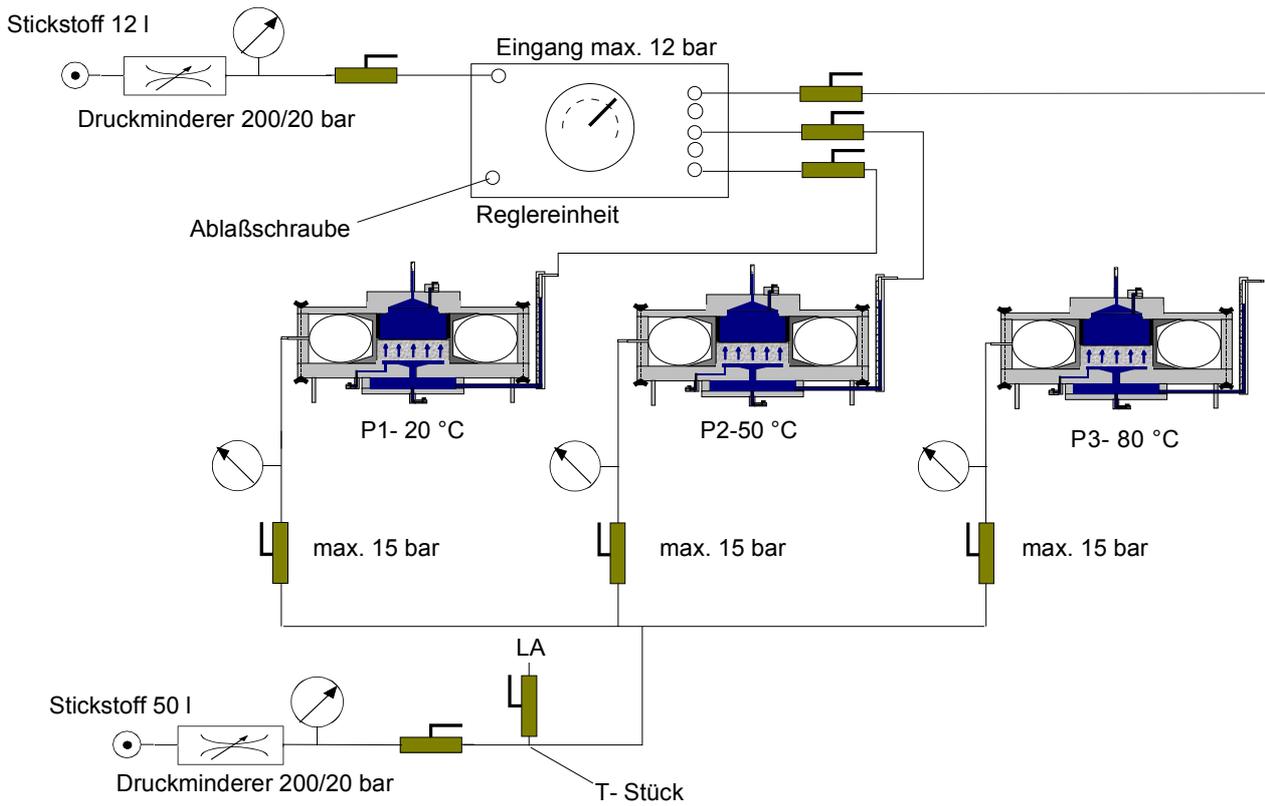


Bild 10.1: Schematischer Aufbau der Permeabilitätsmessanlage

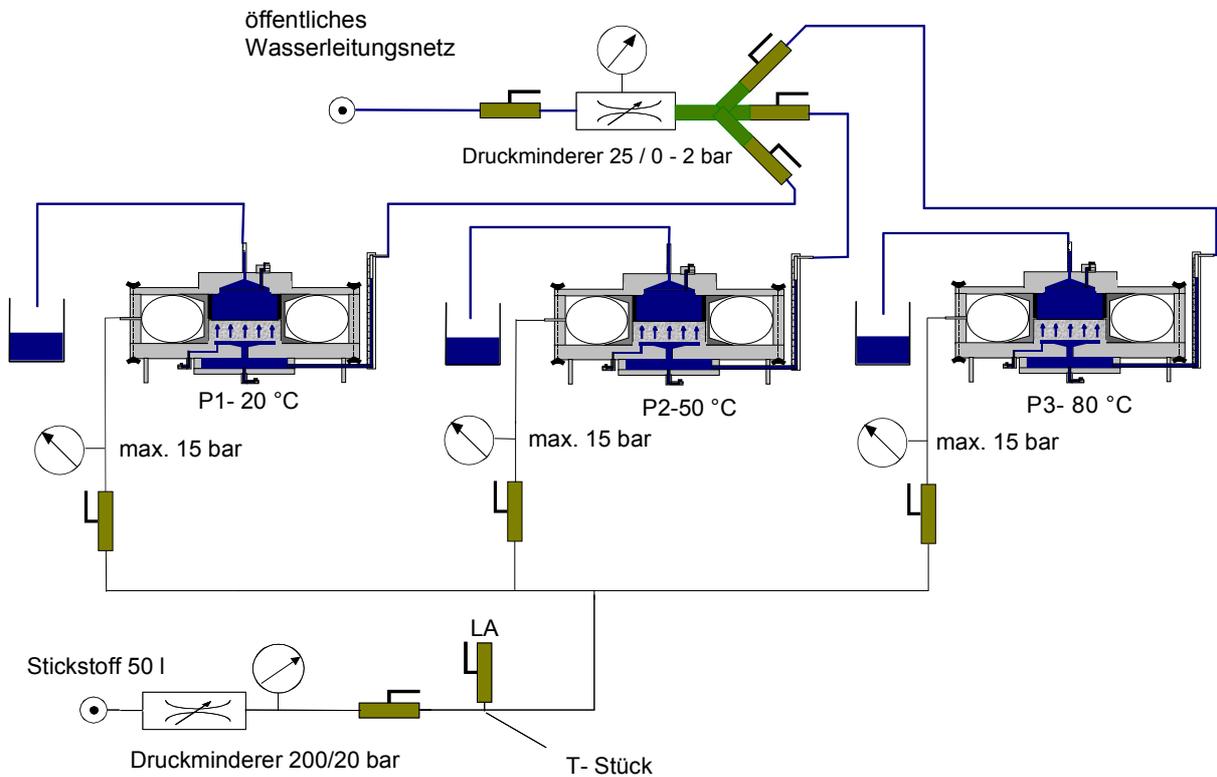


Bild 10.2: Aufbau der Permeabilitätsmessanlage für gerissene Proben

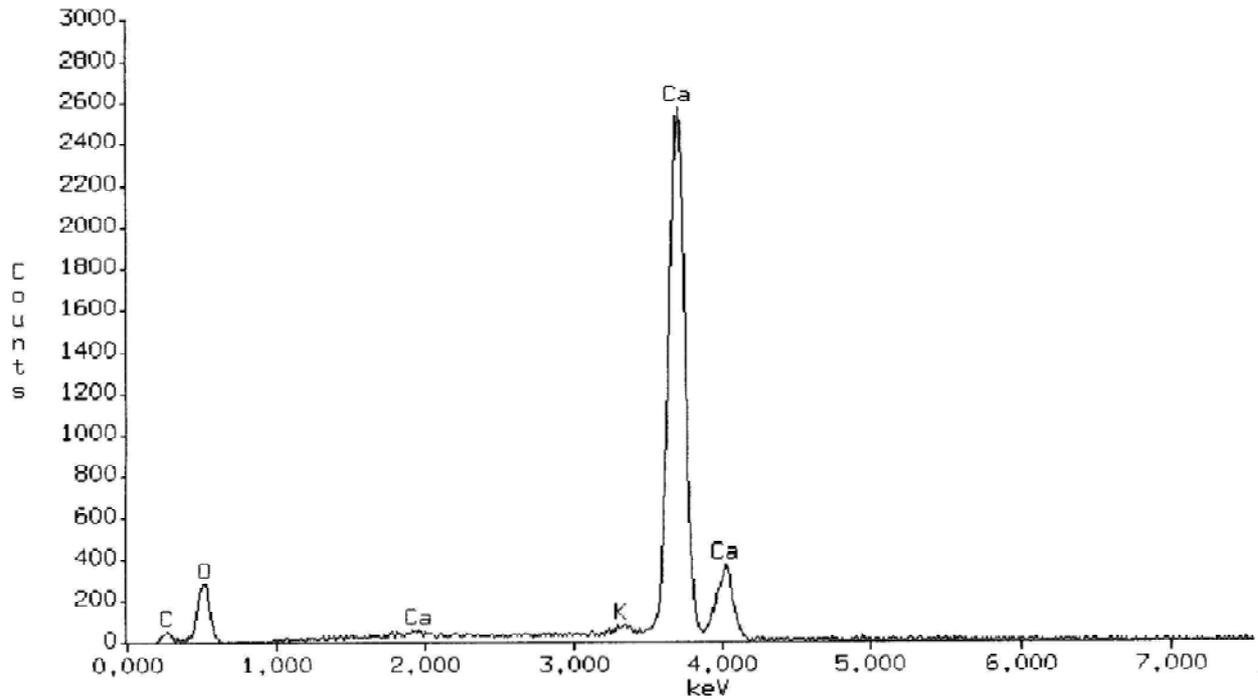


Bild 10.3: EDX-Analyse der Ausblühungen an den gerissenen Proben aus HFB Nr. 41

Tabelle 10.1: Wasseranalyse zu dem in den Versuchen benutzten Wasser (Quelle: Technische Werke Stuttgart AG)

Messgröße	Einheit	Bodenseewasser*	Landeswasser	Grenzwert
pH-Wert	-	7,95	7,48	6,5 - 9,5
Calcium	mg/l	50,6	79	400
Magnesium	mg/l	1,5	2,0	12,0
Chlorid	mg/l	6	27	250
Leitfähigkeit	µb/cm	328	509	2000
Härteparameter				
Gesamthärte	mmol/l	1,61	2,48	-
Gesamthärte	°dH	9,2	13,9	-
Säurekapazität	mmol/l	2,48	3,61	-
Carbonathärte	°dH	6,96	10,1	-

* Für die in dieser Arbeit durchgeführten Versuche wurde nur Bodenseewasser verwendet

Tabelle 10.2: Einzelwerte der Würfeldruckfestigkeiten der untersuchten Betone (150 – er Würfel)

HFB Nr. 41		Prüfdatum	Alter [d]	Druckfestigkeit in N/mm ²			Mittelwert	Standartabweichung
				w ₁	w ₂	w ₃		
Mischung	41	13.03.98	3	Von der Firma E. Schwenk Zement KG in Allmendingen ermittelt			39,0	-
Betonsorte	B 85	18.03.98	7				67,0	-
Betonierdatum	11.03.1998	14.04.98	28				93,0	-
Lagerung	nach Norm	14.05.98	56				95,0	-
		-	90				-	-
Nullbeton		Prüfdatum	Alter [d]	Druckfestigkeit in N/mm ²			Mittelwert	Standartabweichung
				w ₁	w ₂	w ₃		
Mischung	IX	30.10.97	3	26,2	25,8	25,3	25,8	0,45
Betonsorte	B 35	03.11.97	7	31,2	30,7	32,5	31,4	0,93
Betonierdatum	27.10.1997	24.11.97	28	47,4	42,6	46,5	45,5	2,55
Lagerung	nach Norm	23.12.97	56	47,9	49,8	48,8	48,8	0,95
		27.01.98	90	50,5	50,0	-	50,2	0,35
SVB - 1		Prüfdatum	Alter [d]	Druckfestigkeit in N/mm ²			Mittelwert	Standartabweichung
				w ₁	w ₂	w ₃		
Mischung	1	25.11.99	3	Von der Firma E. Schwenk Zement KG in Allmendingen ermittelt			-	-
Betonsorte	B 35	29.11.99	7				37,0	-
Betonierdatum	22.11.1999	21.12.99	28				56,0	-
Lagerung	nach Norm	26.01.00	56				63,0	-
		-	90				-	-
SVB - 2		Prüfdatum	Alter [d]	Druckfestigkeit in N/mm ²			Mittelwert	Standartabweichung
				w ₁	w ₂	w ₃		
Mischung	1	-	3	Von der Firma E. Schwenk Zement KG in Allmendingen ermittelt			-	-
Betonsorte	B 65	30.03.00	7				53,0	-
Betonierdatum	13.03.2000	10.04.00	28				71,0	-
Lagerung	nach Norm	-	56				-	-
		-	90				-	-
DUCTAL®		Prüfdatum	Alter [d]	Druckfestigkeit in N/mm ²			Mittelwert	Standartabweichung
				w ₁	w ₂	w ₃		
Mischung	1		3	-	-	-	-	--
Betonsorte	-	15.02.01	7	122,5	111,6	131,3	121,8	9,86
Betonierdatum	08.02.01	08.03.01	28	169,3	172,4	188,9	176,9	10,53
Lagerung	nach Norm	-	56	-	-	-	-	-
		-	90	-	-	-	-	-
BPR		Prüfdatum	Alter [d]	Druckfestigkeit in N/mm ²			Mittelwert	Standartabweichung
				w ₁	w ₂	w ₃		
Mischung	BPR	28.09.98	4	93,8	90,6	94,4	92,9	2,04
Betonsorte	-	02.10.98	8	115,9	109,3	115,3	113,5	3,65
Betonierdatum	24.09.1998	22.10.98	28	155,1	162,6	161,6	159,7	4,07
Lagerung	nach Norm	19.11.98	56	171,6	177,6	168,4	172,5	4,67
		22.12.98	90	186,7	185,2	181,9	184,6	2,46
FHB		Prüfdatum	Alter [d]	Druckfestigkeit in N/mm ²			Mittelwert	Standartabweichung
				w ₁	w ₂	w ₃		
Mischung	21	17.05.00	4	74,8	-	-	74,8	-
Betonsorte	-	20.05.00	7	106,3	-	-	106,3	-
Betonierdatum	13.05.00	14.06.00	28	121,7	-	-	121,7	-
Lagerung	nach Norm	-	56	-	-	-	-	-
		-	90	-	-	-	-	-

Tabelle 10.3 Einzelwerte der Biegezugfestigkeit der untersuchten Betone (53 x 10 x 10 cm³)

HFB Nr. 41		Prüfdatum	Alter [d]	Biegezugfestigkeit in N/mm ²			Mittelwert	Standartabweichung
				Einzelwerte				
				w ₁	w ₂	w ₃		
Mischung	41	13.03.98	3	-	-	-	-	
Betonsorte	B 85	18.03.98	7	6,44	6,72	-	6,58	
Betonierdatum	11.03.1998	06.04.98	27	8,34	7,98	-	8,16	
Lagerung	Nach Norm	30.05.98	56	8,59	8,74	-	8,65	
		09.06.98	90	9,04	9,03	-	9,04	
Nullbeton		Prüfdatum	Alter [d]	Biegezugfestigkeit in N/mm ²			Mittelwert	Standartabweichung
				Einzelwerte				
				w ₁	w ₂	w ₃		
Mischung	IX	30.10.97	3	4,06	3,99	4,03	4,03	
Betonsorte	B 35	03.11.97	7	4,76	4,97	(5,43)	4,87	
Betonierdatum	27.10.1997	24.11.97	28	5,51	6,02	5,93	5,82	
Lagerung	nach Norm	23.12.97	56	5,89	6,12	6,20	6,07	
		27.01.98	90	6,31	6,19	-	6,25	
SVB - 1		Prüfdatum	Alter [d]	Biegezugfestigkeit in N/mm ²			Mittelwert	Standartabweichung
				Einzelwerte				
				w ₁	w ₂	w ₃		
Mischung	1	25.11.99	3	3,70	4,00	3,86	3,85	
Betonsorte	B 35	29.11.99	7	4,73	4,52	4,62	4,62	
Betonierdatum	22.11.1999	21.12.99	28	5,87	6,07	6,02	5,97	
Lagerung	nach Norm	26.01.00	56	6,77	6,2	6,49	6,48	
		-	90	-	-	-	-	
SVB - 2		Prüfdatum	Alter [d]	Biegezugfestigkeit in N/mm ²			Mittelwert	Standartabweichung
				Einzelwerte				
				w ₁	w ₂	w ₃		
Mischung	1	16.03.00	3	4,46	4,74	-	4,60	
Betonsorte	B 65	20.03.00	7	5,53	5,51	-	5,52	
Betonierdatum	13.03.00	10.04.00	28	7,34	7,33	-	7,34	
Lagerung	nach Norm	-	56	-	-	-	-	
		-	90	-	-	-	-	
DUCTAL®		Prüfdatum	Alter [d]	Biegezugfestigkeit in N/mm ²			Mittelwert	Standartabweichung
				Einzelwerte				
				w ₁	w ₂	w ₃		
Mischung	1	-	3	Nur zum Vergleich mit BPR			-	
Betonsorte	-	-	7	hergestellt			-	
Betonierdatum	08.02.01	08.03.01	28	31,9	31,3	30,9	31,4	
Lagerung	nach Norm	-	56	-	-	-	-	
		-	90	-	-	-	-	
BPR (20 °C)		Prüfdatum	Alter [d]	Biegezugfestigkeit in N/mm ²			Mittelwert	Standartabweichung
				Einzelwerte				
				w ₁	w ₂	w ₃		
Mischung	BPR	-	3	-	-	-	-	
Betonsorte	-	13.11.97	7	17,74	17,46	15,91	17,03	
Betonierdatum	06.11.1997	04.12.97	28	15,28	20,15	24,09	19,84	
Lagerung	nach Norm	-	56	-	-	-	-	
		-	90	-	-	-	-	
FHB		Prüfdatum	Alter [d]	Biegezugfestigkeit in N/mm ²			Mittelwert	Standartabweichung
				Einzelwerte				
				w ₁	w ₂	w ₃		
Mischung	21	17.05.00	4	20,1	-	-	20,1	
Betonsorte	-	20.05.00	7	27,4	-	-	27,4	
Betonierdatum	13.05.00	14.06.00	28	30,1	-	-	30,1	
Lagerung	nach Norm	-	56	-	-	-	-	
		-	90	-	-	-	-	

Tabelle 10.4: Einzelwerte der Spaltzugfestigkeit der untersuchten Betone (100 x 100 mm²)

HFB Nr. 41		Prüf- datum	Alter [d]	Spaltzugfestigkeit in N/mm ²			Mittel- Wert	Standartab- weichung
				w ₁	w ₂	w ₃		
Mischung	41	13.03.98	3	-	-	-	-	-
Betonsorte	B 85	18.03.98	7	5,78	5,96	6,16	5,96	0,19
Betonierdatum	11.03.1998	14.04.98	27	7,08	7,16	6,99	7,07	0,09
Lagerung	Nach Norm	14.05.98	56	7,25	7,59	7,44	7,42	0,17
		-	90	7,41	7,52	7,49	7,47	0,06
Nullbeton		Prüf- datum	Alter [d]	Spaltzugfestigkeit in N/mm ²			Mittel- Wert	Standartab- weichung
				w ₁	w ₂	W ₃		
Mischung	IX	30.10.97	3	2,50	2,72	2,84	2,66	0,17
Betonsorte	B 35	03.11.97	7	2,87	3,27	3,05	3,10	0,20
Betonierdatum	27.10.1997	24.11.97	28	4,47	3,96	3,50	3,93	0,49
Lagerung	nach Norm	23.12.97	56	4,48	4,37	4,42	4,42	0,06
		27.01.98	90	4,46	4,64	4,37	4,50	0,14
SVB - 1		Prüf- datum	Alter [d]	Spaltzugfestigkeit in N/mm ²			Mittel- wert	Standartab- weichung
				w ₁	w ₂	W ₃		
Mischung	1	25.11.99	3	2,02	2,02	2,21	2,08	0,11
Betonsorte	B 35	29.11.99	7	2,90	3,06	3,38	3,11	0,24
Betonierdatum	22.11.1999	21.12.99	28	4,16	4,66	5,17	4,66	0,51
Lagerung	nach Norm	26.01.00	56	6,50	6,90	6,60	6,66	0,21
		-	90	-	-	-	-	-
SVB - 2		Prüf- datum	Alter [d]	Spaltzugfestigkeit in N/mm ²			Mittel- wert	Standartab- weichung
				w ₁	w ₂	W ₃		
Mischung	1	16.03.00	3	3,09	2,85	3,31	3,15	0,23
Betonsorte	B 65	20.03.00	7	4,58	3,78	4,78	4,20	0,53
Betonierdatum	13.03.00	10.04.00	28	5,56	6,31	6,74	6,31	0,60
Lagerung	nach Norm	-	56	-	-	-	-	-
		-	90	-	-	-	-	-

Tabelle 10.5: Zusammensetzung der untersuchten Betone

Nr.	Datum	w/z Wert	Zement-Sorte	Zement [kg/m ³]	Sieblinie	Zuschlag [kg/m ³]	Zusatzmittel [kg] oder Gew. % bez. auf Zement	Zusatzstoffe [kg/m ³]
41/1	11.03.98	0,37	CEM II / A-L 32, 5 R	360	AB 16	1956	MS 40 kg, FM 30 2,5 % (Woermann)	FA 40 (Altbach)
BPR	Premix, beinhaltet je m ³ ca.: 700 kg CEM, 225 kg Silicastaub, 990 kg Sand, 210 kg Quarzmehl, 45 kg Plastifizierer, + 195 kg Wasser + 200 kg Stahlfasern							
DUCTAL®	genaue Zusammensetzung ist unbekannt							
SVB-1	22.11.99	0,45	CEM II / A-L 32, 5 R	320	AB 16	1735	4 kg Woermann FM/BV 375, UW-Compound 0,30 kg	FA 180 (Heilbronn)
SVB-2	13.03.00	0,41	CEM II / A-L 32, 5 R	370	AB 16	1691	5,5 kg Woermann FM/BV 375, 0,30 kg UW-Compound	FA 170 (Heilbronn)
FHB (21)	In der Zeit ab dem 31.08.1999 wurden insgesamt 21 verschiedene Mischungen für einen selbstentworfenen FHB hergestellt. Die endgültige Mischung, mit den besten Festigkeitsergebnissen und den besten Verarbeitbarkeit ist hier dargestellt : w/z = 0,24, CEM I 32,5 R, Silicastaub, Nanosilica-Slurry (50 %), Quarzsand grob, Quarzsand fein, Quarzmehl, FM, Fasern							

Tabelle 10.6: Übersicht über das Versuchsprogramm

Misch.-Nr. w/z-Wert	Datum Unterschied	Frischbeton			Festigkeiten						Dichtigkeit											
		LP	a	ρ	Druck		Biege- Zyl.	Spalzug		zentr.	Permeabilität			kap. WA			Diffusion (trocken)			Diffusion (feucht)		
					Würfel	Zyl.		Prism.	Zyl.		20°C	50°C	80°C	20°C	50°C	80°C	20°C	50°C	80°C	20°C	50°C	80°C
HFB Nr. 41/1 CEM II 360, FA 40, MS 40, 0/16	11.03.98	X	X	X	X	-	X	X	-	-	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
BPR *) selbst hergestellt	25.06.98	-	-	X	X	-	-	-	-	-	Auslaugungsversuche Dr. Volland											
HFB Nr. 41/2 CEM II A-L 360, FA 40, MS 40, 0/16, gerissene Bauteile	22.07.98	X	X	X	X	-	X	X	-	X	X	X	-	-	-	X	X	X	X	X	X	
HFB Nr. 41/3 *) CEM II 360, 40, MS 40, 0/16	15.12.98	X	X	X	X	-	X	X	-	-	X	X	X	-	-	X	X	X	X	X	X	
SVB - 1*) CEM II 320, FA 180, FM, 0/16	22.11.99	X	X	X	X	-	X	X	-	-	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	
SVB - 2 *) CEM II 320, FA 180, FM, 0/16	13.03.00	X	X	X	X	-	X	X	-	-	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	
FHB *) Mischung 21	ab Dez. 2000	-	-	-	X	-	X	X	-	-	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	
DUCTAL®	ab Febr. 2001	-	-	-	X	-	X	-	-	-	X	X	X	X	X	X	-	-	X	-	-	

*) zu diesen Mischungen wurden zusätzlich Auslaugungsversuche bei 40, 60 und 80 °C durchgeführt.

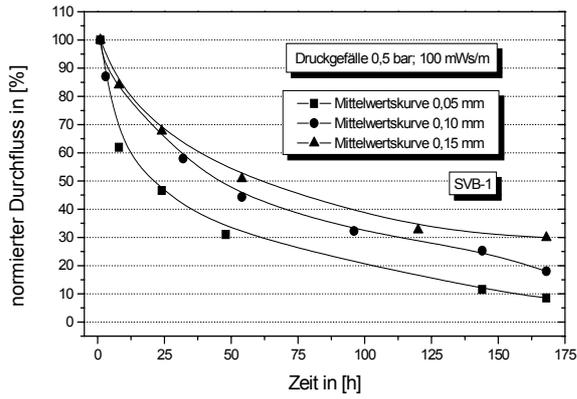


Bild 10.4: Abnahme des normierten Durchflusses aufgrund der Selbstheilung des Risses für verschiedene Rissbreiten bei 20 °C

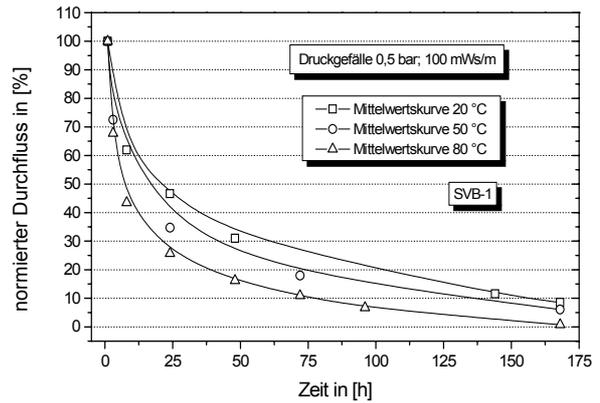


Bild 10.7: Abnahme des normierten Durchflusses aufgrund der Selbstheilung für verschiedene Temperaturen bei $w = 0,05$ mm

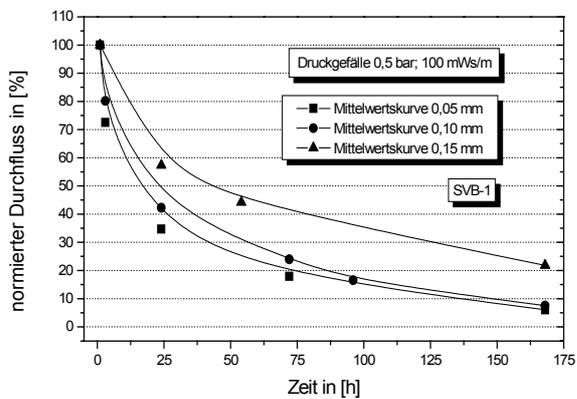


Bild 10.5: Abnahme des normierten Durchflusses aufgrund der Selbstheilung des Risses für verschiedene Rissbreiten bei 50 °C

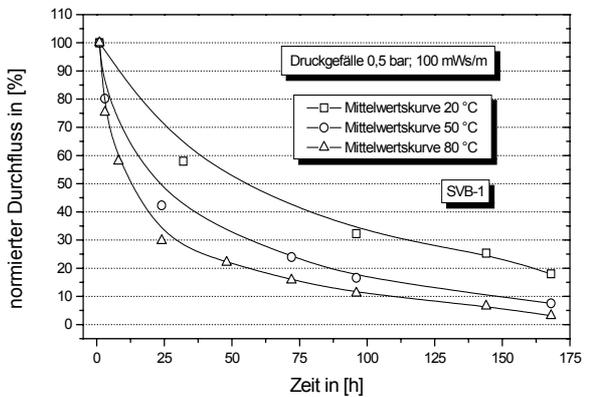


Bild 10.8: Abnahme des normierten Durchflusses aufgrund der Selbstheilung für verschiedene Temperaturen bei $w = 0,10$ mm

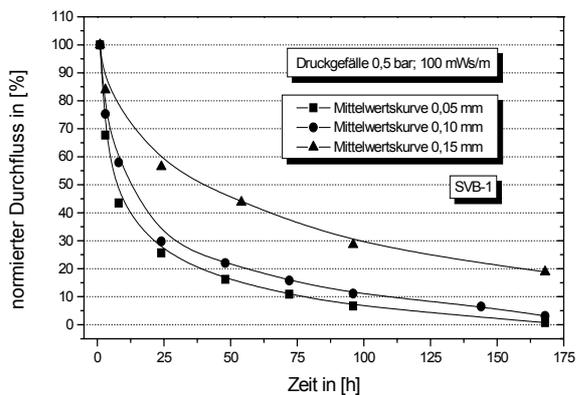


Bild 10.6: Abnahme des normierten Durchflusses aufgrund der Selbstheilung des Risses für verschiedene Rissbreiten bei 80 °C

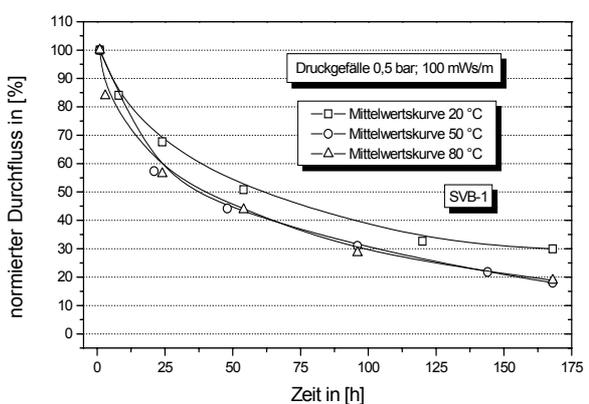


Bild 10.9: Abnahme des normierten Durchflusses aufgrund der Selbstheilung für verschiedene Temperaturen bei $w = 0,15$ mm

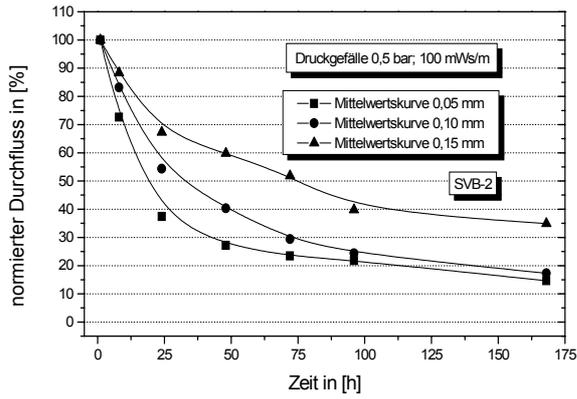


Bild 10.10: Abnahme des normierten Durchflusses aufgrund der Selbstheilung des Risses für verschiedene Rissbreiten bei 20 °C

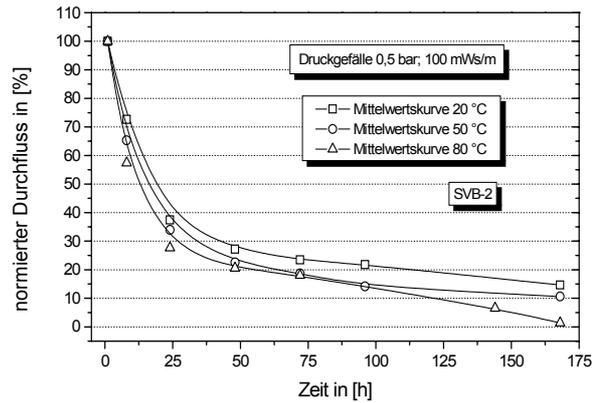


Bild 10.13: Abnahme des normierten Durchflusses aufgrund der Selbstheilung für verschiedene Temperaturen bei $w = 0,05$ mm

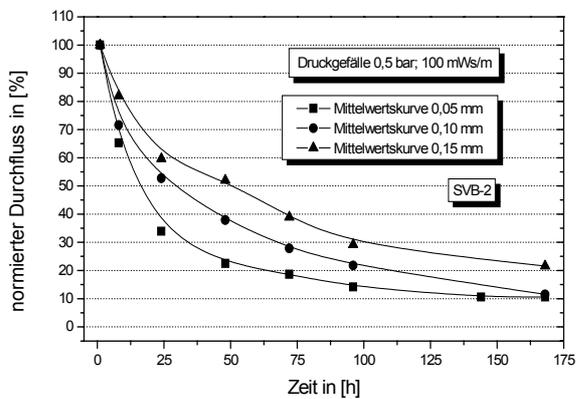


Bild 10.11: Abnahme des normierten Durchflusses aufgrund der Selbstheilung des Risses für verschiedene Rissbreiten bei 50 °C

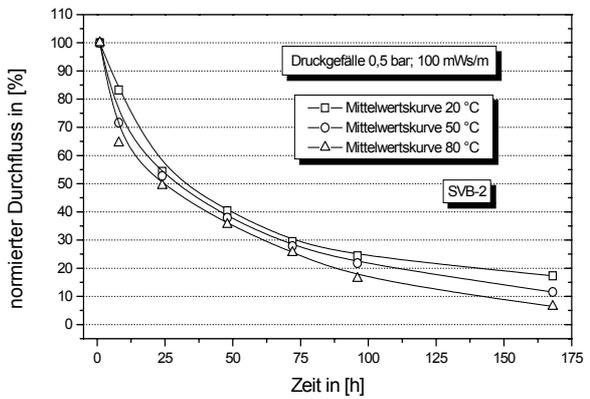


Bild 10.14: Abnahme des normierten Durchflusses aufgrund der Selbstheilung für verschiedene Temperaturen bei $w = 0,10$ mm

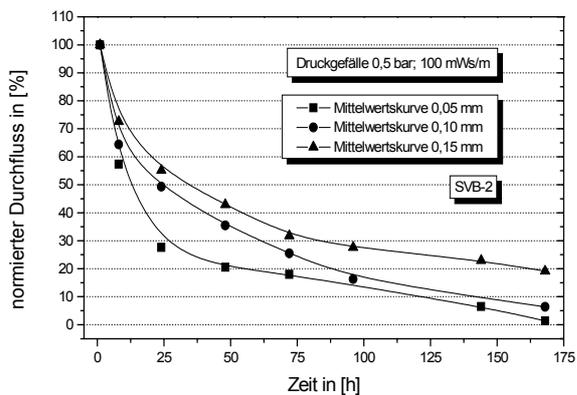


Bild 10.12: Abnahme des normierten Durchflusses aufgrund der Selbstheilung des Risses für verschiedene Rissbreiten bei 80 °C

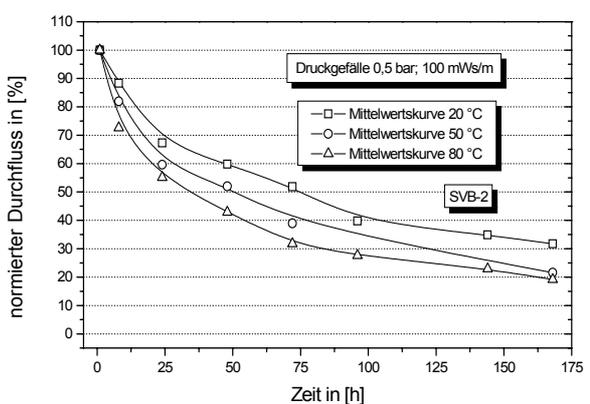


Bild 10.15: Abnahme des normierten Durchflusses aufgrund der Selbstheilung für verschiedene Temperaturen bei $w = 0,15$ mm

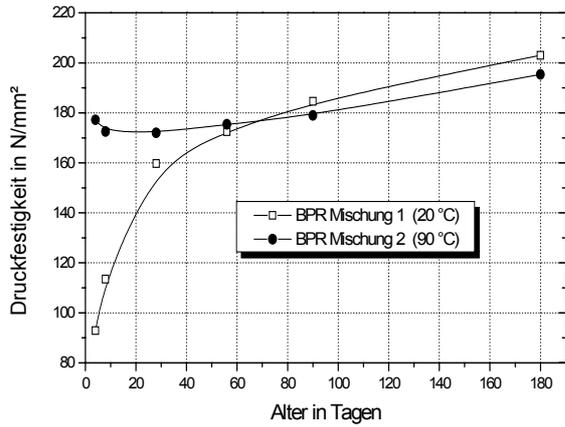


Bild 10.16: Festigkeitsverlauf der BPR- Mischungen 1 und 2

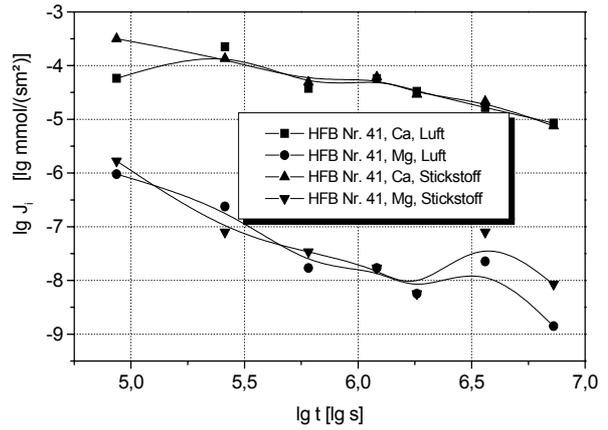


Bild 10.19: Freisetzungsraten für Ca und Mg für HFB Nr. 41, bei 60 °C

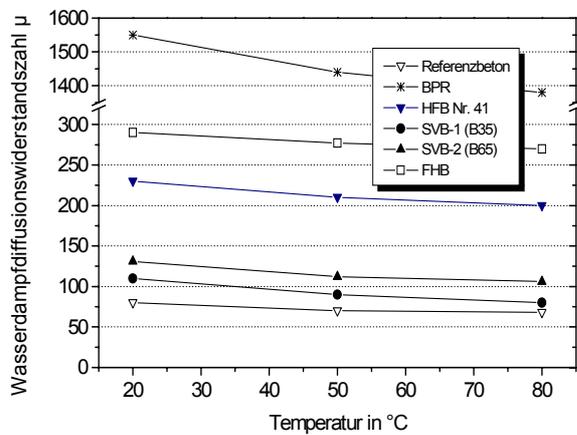


Bild 10.17: Diffusionswiderstandszahl μ in Abhängigkeit der Temperatur (Feuchtbereichsverfahren)

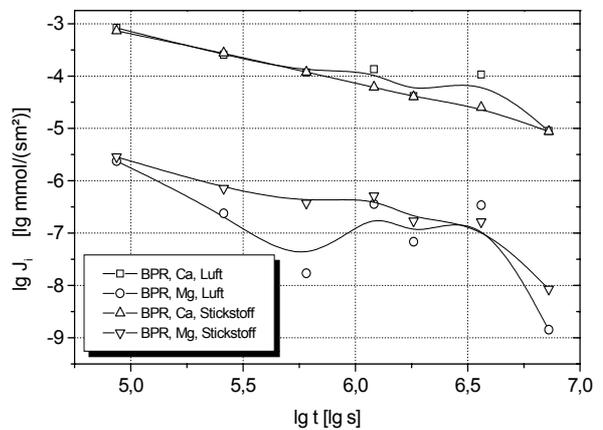


Bild 10.20: Freisetzungsraten für Ca und Mg für BPR, bei 60 °C

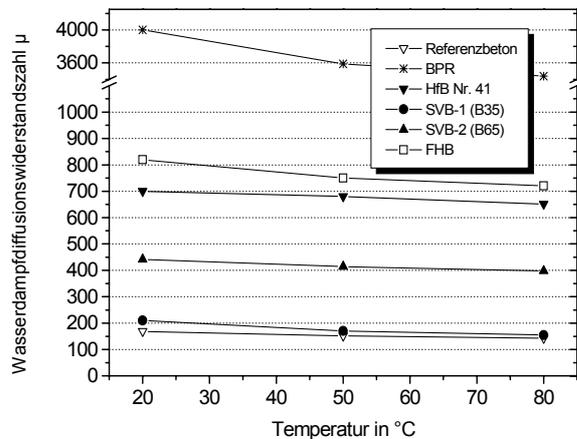


Bild 10.18: Diffusionswiderstandszahl μ in Abhängigkeit der Temperatur (Trockenbereichsverfahren)

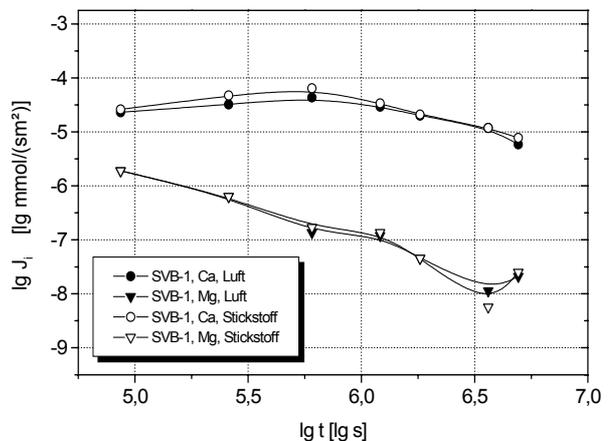


Bild 10.21: Freisetzungsraten für Ca und Mg für SVB-1, bei 40 °C

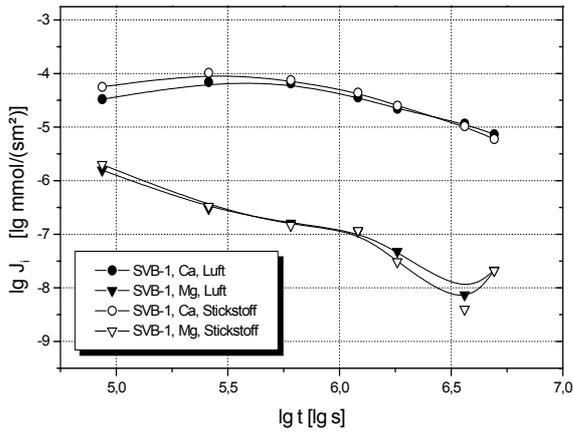


Bild 10.22: Freisetzungsraten für Ca und Mg für SVB-1, bei 60 °C

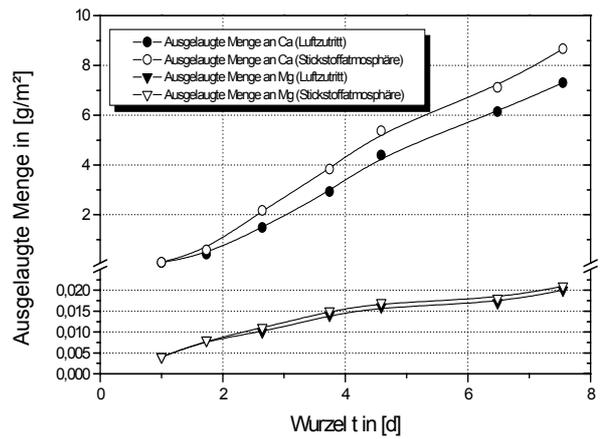


Bild 10.25: Ergebnisse der Troglution für SVB-1 bei 40 °C

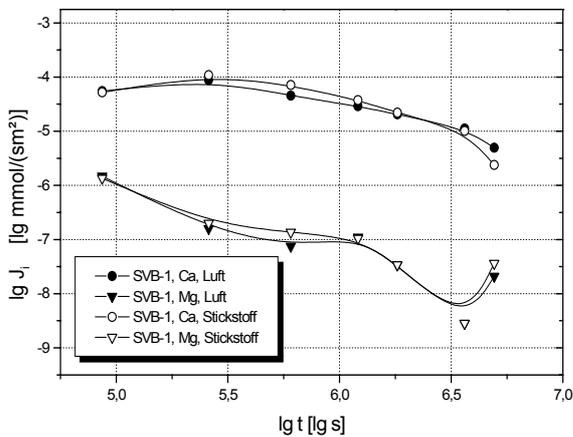


Bild 10.23: Freisetzungsraten für Ca und Mg für SVB-1, bei 80 °C

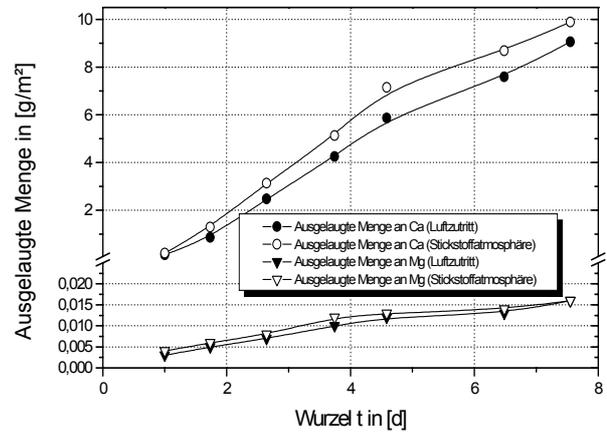


Bild 10.26: Ergebnisse der Troglution für SVB-1 bei 60 °C

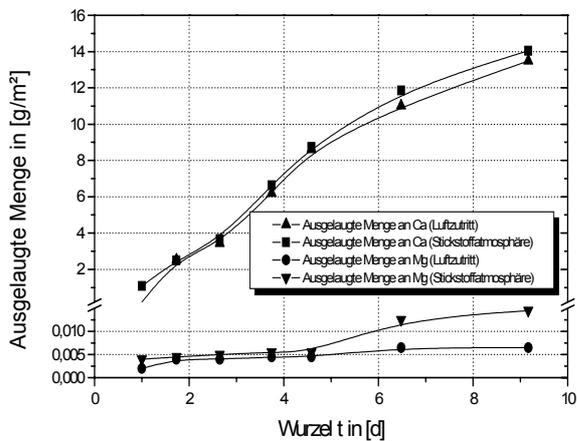


Bild 10.24: Ergebnisse der Troglution für HFB Nr. 41 bei 60 °C

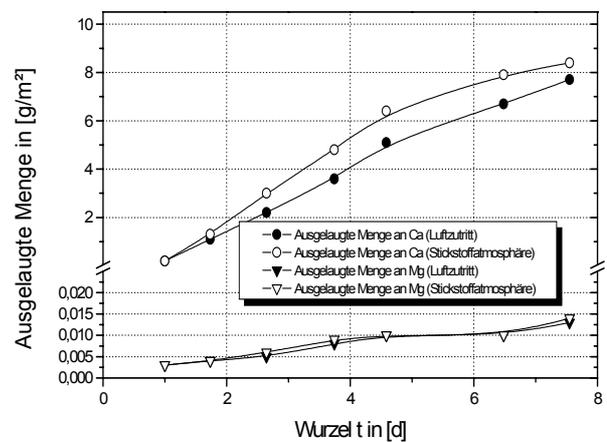


Bild 10.27: Ergebnisse der Troglution für SVB-1 bei 80 °C

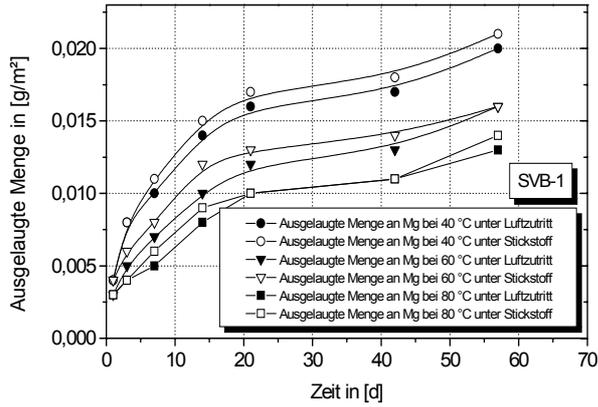


Bild 10.28: Ergebnisse der Trogeluotion (Mg) für SVB-1 bei unterschiedlichen Temperaturen

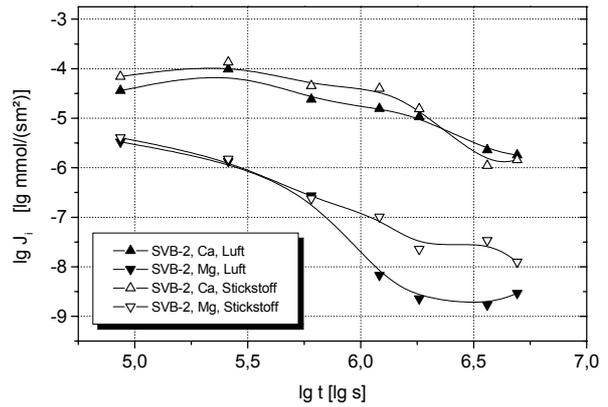


Bild 10.31: Freisetzungsraten für Ca und Mg für SVB-2, bei 40 °C

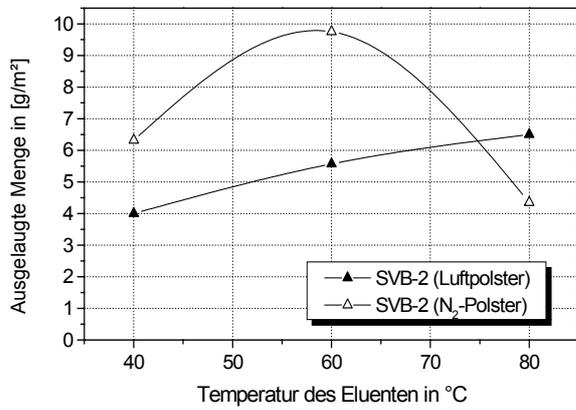


Bild 10.29: Einfluss der Temperatur auf die ausgelaugte Menge Calcium nach 57 Tagen in g/m² Betonoberfläche

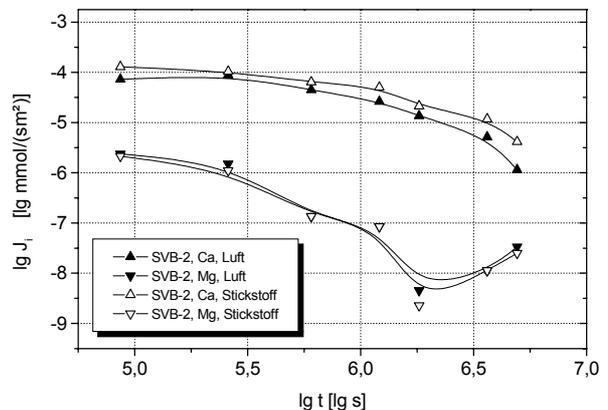


Bild 10.32: Freisetzungsraten für Ca und Mg für SVB-2, bei 60 °C

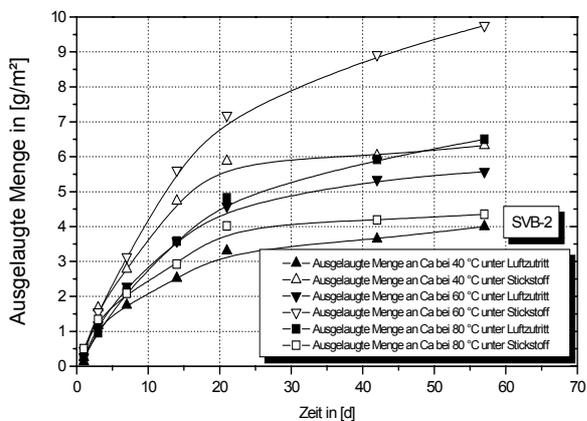


Bild 10.30: Ergebnisse der Trogeluotion (Ca) für SVB-2 bei unterschiedlichen Temperaturen

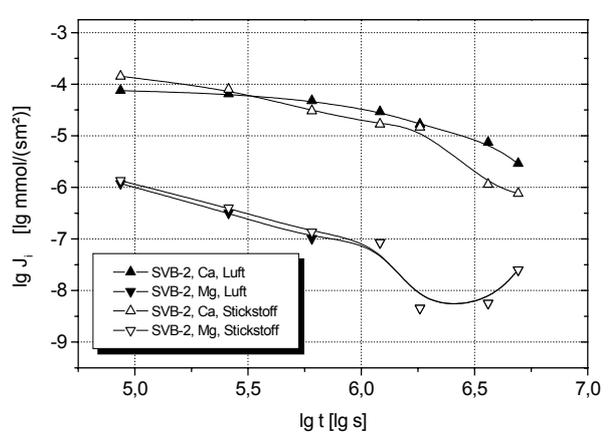


Bild 10.33: Freisetzungsraten für Ca und Mg für SVB-2, bei 80 °C

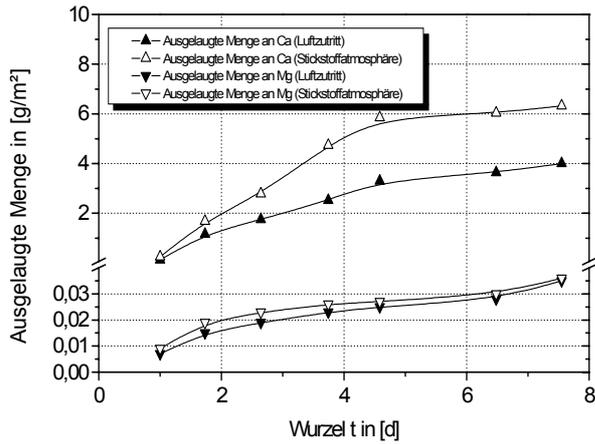


Bild 10.34: Ergebnisse der Trogeluation für SVB-2 bei 40 °C

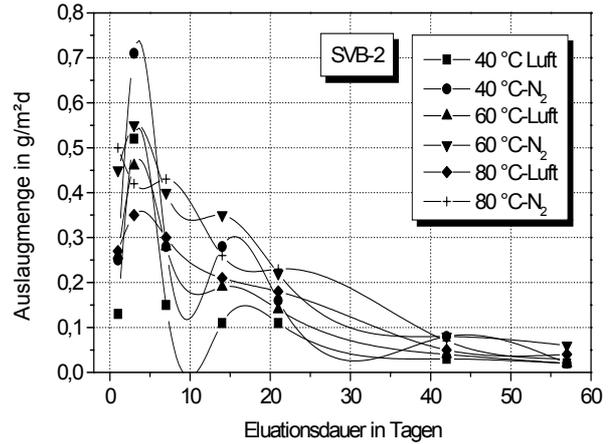


Bild 10.37: Auslaugung von Ca bei unterschiedlichen Auslaugtemperaturen

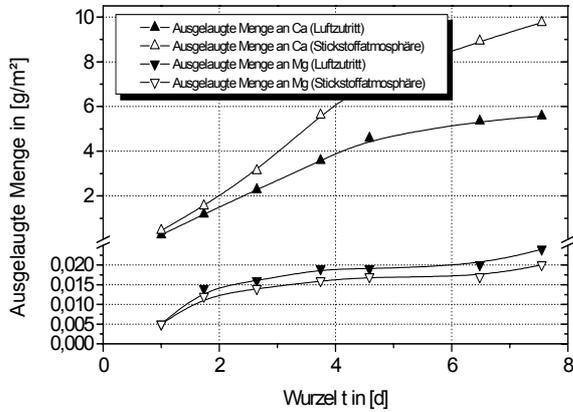


Bild 10.35: Ergebnisse der Trogeluation für SVB-2 bei 60 °C

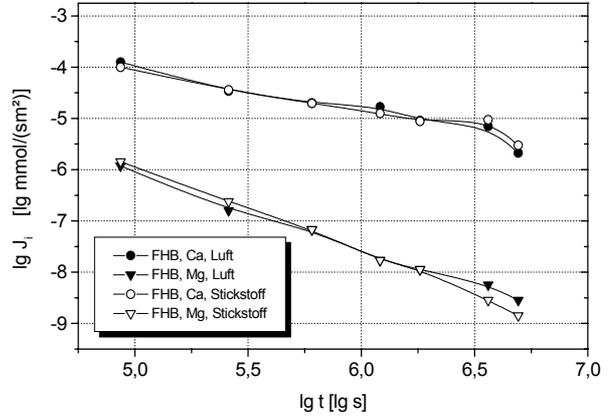


Bild 10.38: Freisetzungsraten für Ca und Mg für FHB, bei 40 °C

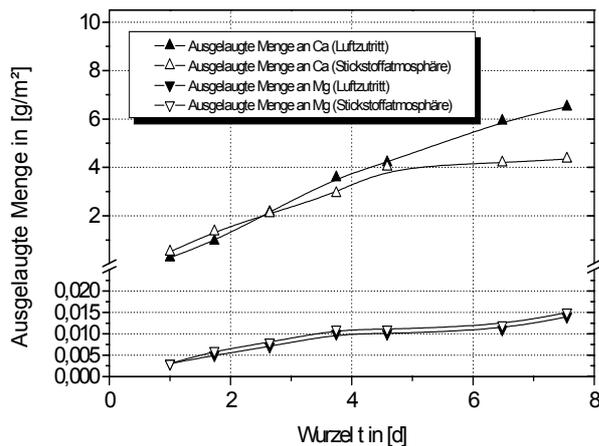


Bild 10.36: Ergebnisse der Trogeluation für SVB-2 bei 80 °C

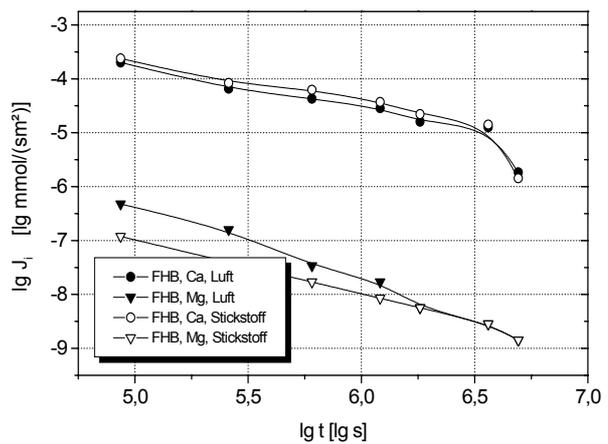


Bild 10.39: Freisetzungsraten für Ca und Mg für FHB, bei 60 °C

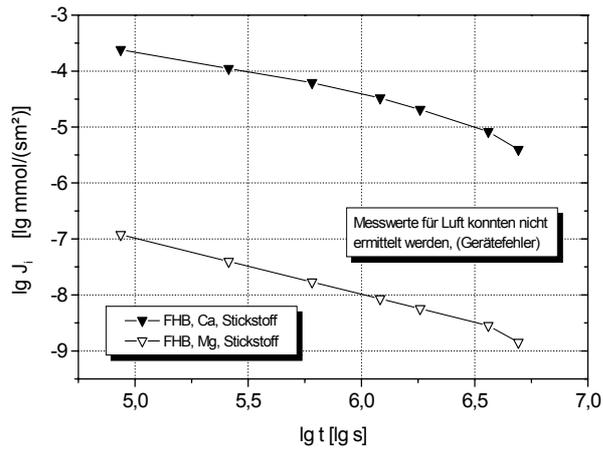


Bild 10.40: Freisetzungsraten für Ca und Mg für FHB, bei 80 °C

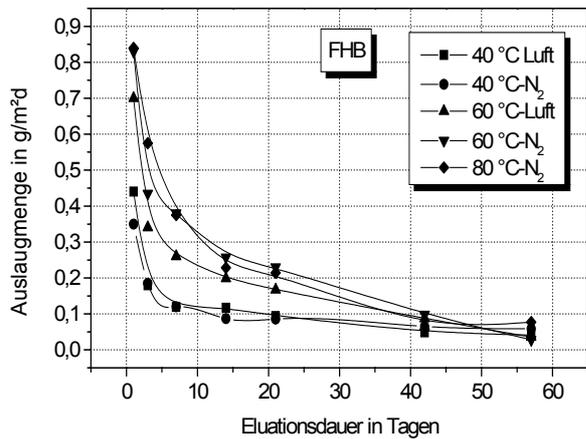


Bild 10.41: Auslaugung von Ca bei unterschiedlichen Auslaugtemperaturen



Bild 10.42: Ausblühungen entlang eines Risses nach einem Permeabilitätsversuch bei 80 °C ($I = 100 \text{ mWs/m}$) Breite des Bildausschnittes ca. 5 cm



Bild 10.43: Ausblühungen entlang eines Risses nach einem Permeabilitätsversuch bei 80 °C ($I = 100 \text{ mWs/m}$) Breite des Bildausschnittes ca. 4 cm



Bild 10.44: Ausblühungen entlang eines Risses nach einem Permeabilitätsversuch bei 80 °C ($I = 100 \text{ mWs/m}$) Breite des Bildausschnittes ca. 8 cm



Bild 10.45: Detailaufnahme der Ausblühungen entlang eines Risses nach einem Permeabilitätsversuch bei 80 °C ($I = 100 \text{ mWs/m}$) Bildausschnitt ca. 4 cm



Bild 10.46: Ausblühungen entlang eines Risses nach einem Permeabilitätsversuch bei 80 °C ($I = 100 \text{ mWs/m}$) Bildbreite ca. 8 cm



Bild 10.47: Ausblühungen entlang eines Risses nach einem Permeabilitätsversuch bei 80 °C ($I = 100 \text{ mWs/m}$) Bildbreite ca. 4 cm



Bild 10.48: Detailaufnahme der Ausblühungen entlang eines Risses nach einem Permeabilitätsversuch bei 80 °C ($I = 100 \text{ mWs/m}$) Bildbreite ca. 4 cm



Bild 10.49: Detailaufnahme der Ausblühungen entlang eines Risses nach einem Permeabilitätsversuch bei 80 °C ($I = 100 \text{ mWs/m}$) Bildbreite ca. 4 cm