

**TECHNISCHE  
UNIVERSITÄT  
WIEN**

**VIENNA  
UNIVERSITY OF  
TECHNOLOGY**

DISSERTATION

# **Beiträge zum Brandverhalten von Hochleistungsbetonen**

geführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines Doktors der  
technischen Wissenschaften unter der Leitung von

o. Univ. Prof. Dipl.-Ing. DDr.techn. Ulrich Schneider  
E 206

Institut für Baustofflehre, Bauphysik und Brandschutz

eingereicht an der Technischen Universität Wien  
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

DI Johannes Horvath  
Matr.Nr. 9026544  
Wallgasse 28/6  
A-1060 Wien

Wien, im Oktober 2003

.....

## Kurzfassung

Aufgrund des immer größer werdenden öffentlichen Straßen- und Schienenverkehrs gewinnt der konstruktive Brandschutz für Tunnelbauwerke zunehmend an Bedeutung.

Brände in Verkehrstunneln sind zwar selten, verursachen jedoch gegebenenfalls hohe Sachschäden und in letzter Konsequenz auch Personenschäden. Das Auskleidungssystem muß so geplant sein, dass im Brandfall einerseits ausreichender Personenschutz gewährleistet ist, andererseits die Wiederinstandsetzungsmaßnahmen ökonomisch vertretbar sind und die Wiederinbetriebnahme des Tunnels möglichst rasch hergestellt werden kann.

Die Verwendung von Hochleistungsbetonen hat in den letzten Jahren weltweit einen enormen Trend nach oben erfahren. Innovativen Unternehmen und Labors ist es zu verdanken, dass diese Entwicklungen basierend auf soliden Untersuchungen stetig fortgeführt werden. Ultrahochfeste Betone stellen dabei die letzte Stufe dieser Forschungsentwicklung dar. Die Herstellung und die Möglichkeit einer Optimierung des Temperaturverhaltens von fünf praxisnahen Hochleistungsbetonen ist der Inhalt dieser Arbeit. Als Prüfungsgrundlage werden dabei gebräuchliche Hochtemperaturkurven verwendet.

Vorweg, im ersten Teil der gegenständlichen Arbeit, wird eine Theorie über die Wirkungsweise von PP-Fasern (Permeationstheorie) und Stahlfasern im Hinblick auf das Abplatzverhalten von Hochleistungsbetonen bei intensiven Temperatureinwirkungen abgeleitet. Ein wichtiger Punkt behandelt hier auch den Einfluss der PP-Fasergeometrie auf das Abplatzverhalten von Hochleistungsbetonen. Die Fasergeometrie hat Einfluss auf die Verarbeitung und auf das Abplatzverhalten dieser Betone.

Basierend auf diesem Grundwissen werden dann umfangreiche Versuche durchgeführt, die im zweiten Teil dieser Arbeit dokumentiert sind. Hierbei geht es vor allem darum, optimale Fasergehalte bei den einzelnen Betonarten zu ermitteln und zwar derart, dass die Betone verarbeitbar sind und kein Abplatzen während eines Brandes auftritt.

Für sämtliche Betone werden die, für eine statische Bemessung notwendigen, temperaturabhängigen Festigkeitswerte und der Einfluss bei unterschiedlichen Fasermengen ermittelt.

Im dritten und letzten Teil der Arbeit wird von durchgeführten Grossbrandversuchen mit Tunnelinnenschalenbetonen berichtet. Diese dienen dazu, einen Vergleich zu bekommen, wie die Ergebnisse aus Laborversuchen mit jenen aus den Großbrandversuchen korrelieren.

Abschließend werden hier Erkenntnisse aufgelistet, die dem Betontechnologen zur Abstimmung von Rezepturen behilflich sein sollen.

# INHALTSVERZEICHNIS

<b>1</b>	<b><u>ALLGEMEINES</u></b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b><u>STAND DER WISSENSCHAFT</u></b>	<b>4</b>
2.1	ALLGEMEINES	4
2.2	BRANDEINWIRKUNGEN	4
2.2.1	VERBRENNUNG VON FLÜSSIGKEITEN	5
2.2.2	ABLAUF EINES SCHADENSFEUERS	7
2.2.3	MERKMALE EINES TUNNELBRANDES	8
2.2.4	DER EINFLUSS DER TUNNELGEOMETRIE AUF DIE FEUERGRÖÖE (HRR)	10
2.2.5	BRANDKURVEN	11
2.3	ULTRAHOCHFESTER BETON (UHPC)	16
2.3.1	ENTWICKLUNG	16
2.3.2	GRUNDPRINZIP ZUR HERSTELLUNG ULTRAHOCHFESTER BETONE	17
2.3.3	ANWENDUNGEN	17
2.4	HOCHFESTER BETON FÜR UNTERIRDISCHE VERKEHRSANLAGEN	19
2.5	SELBSTVERDICHTENDER BETON (SCC)	20
2.6	TUNNELINNENSCHALENBETONE	22
2.6.1	EIGENSCHAFTEN	22
2.6.2	ERFAHRUNGEN BEI BRÄNDEN IN TUNNELN	22
2.7	SPRITZBETONE	24
<b>3</b>	<b><u>KONZEPT</u></b>	<b>26</b>
3.1	AUFGABENSTELLUNG	26
3.2	METHODE	26
3.3	ZIEL	26
<b>4</b>	<b><u>PHÄNOMENE DES BETONABPLATZENS</u></b>	<b>28</b>
4.1	ARTEN VON BETONABPLATZUNGEN	28
4.2	EXPLOSIVE ABPLATZUNGEN	30
4.2.1	THERMISCHE PROZESSE	30
4.2.1.1	Thermomechanische Prozesse	33
4.2.1.1.1	Thermische Spannungen	33
4.2.1.1.2	Dehnungsunverträglichkeiten zwischen Zuschlag und Zementstein	34
4.2.1.1.3	Zuschlagsumwandlungen	34
4.2.1.2	Thermohydraulische Prozesse	35
4.2.1.2.1	Feuchtströmungen und Porendrücke	35
4.2.2	AUSWIRKUNGEN EXPLOSIONSARTIGER ABPLATZUNGEN	38
4.2.3	AUSSAGEN ANDERER AUTOREN	38
4.3	ABPLATZZEITPUNKT	39
<b>5</b>	<b><u>OPTIMIERUNG DER BETONSTRUKTUR IM HINBLICK AUF DAS ABPLATZVERHALTEN</u></b>	<b>40</b>

<b>5.1</b>	<b>GRUNDSÄTZLICHE ÜBERLEGUNGEN</b>	<b>40</b>
<b>5.2</b>	<b>POLYPROPYLENFASERN BEI TEMPERATUREINWIRKUNG</b>	<b>41</b>
5.2.1	WIRKUNG VON EINZELFASERN (MONOFILAMENTE) AUS POLYPROPYLEN (PERMEATIONSTHEORIE)	43
5.2.2	FASERLÄNGEN	45
<b>5.3</b>	<b>ANDERE FASERN</b>	<b>46</b>
<b>5.4</b>	<b>GUMMIGRANULAT</b>	<b>48</b>
<b>5.5</b>	<b>STAHLFASERN BEI TEMPERATUREINWIRKUNG</b>	<b>49</b>
<b>6</b>	<b><u>SPEZIELLE UNTERSUCHUNGEN AN ULTRAHOCHFESTEN BETONEN (UHPC)</u></b>	<b>51</b>
<b>6.1</b>	<b>UNTERSUCHUNGEN ZUM ABPLATZVERHALTEN</b>	<b>51</b>
6.1.1	VERSUCHSREIHE 1	51
6.1.1.1	Mischungen	51
6.1.2	ERGEBNISSE UND ERKENNTNISSE	52
6.1.3	VERSUCHSREIHE 2	54
6.1.3.1	Mischungen	54
6.1.4	ERGEBNISSE UND ERKENNTNISSE	55
<b>6.2</b>	<b>TEMPERATURABHÄNGIGE FESTIGKEITEN VON UHPC</b>	<b>60</b>
6.2.1	MISCHUNGEN	60
6.2.2	BIEGEZUGFESTIGKEIT	61
6.2.3	DRUCKFESTIGKEIT	62
6.2.4	GEWICHTSVERLUST	64
6.2.5	REM – UNTERSUCHUNGEN	65
6.2.6	XRD- ANALYSEN	71
<b>6.3</b>	<b>STRUKTURUNTERSUCHUNGEN MITTELS QUECKSILBER-DRUCK-POROSIMETRIE AN ULTRAHOCHFESTEM BETON BEI HOHEN TEMPERATUREN</b>	<b>75</b>
<b>6.4</b>	<b>BESTIMMUNG DER THERMISCHEN AUSDEHNUNG</b>	<b>78</b>
<b>7</b>	<b><u>SPEZIELLE UNTERSUCHUNGEN AN HPC</u></b>	<b>82</b>
<b>7.1</b>	<b>VERSUCHSDURCHFÜHRUNG</b>	<b>82</b>
<b>7.2</b>	<b>ABPLATZVERHALTEN</b>	<b>84</b>
<b>7.3</b>	<b>TEMPERATURKURVEN</b>	<b>91</b>
<b>7.4</b>	<b>TEMPERATURABHÄNGIGE FESTIGKEITEN BEI HOCHFESTEN PP- FASERBETONEN</b>	<b>92</b>
7.4.1	VERSUCHSDURCHFÜHRUNG	92
7.4.2	ABSOLUTE DRUCKFESTIGKEIT	94
7.4.3	RELATIVE DRUCKFESTIGKEIT	95
7.4.4	GEGENÜBERSTELLUNG VON WARM- UND KALTD RUCKFESTIGKEITEN	99
7.4.5	GEWICHTSVERLUST	100
<b>7.5</b>	<b>TEMPERATURABHÄNGIGE FESTIGKEITEN BEI HOCHFESTEN STAHLFASERBETONEN</b>	<b>102</b>
7.5.1	ABSOLUTE DRUCKFESTIGKEIT	103
7.5.2	RELATIVE DRUCKFESTIGKEIT	105
7.5.3	GEGENÜBERSTELLUNG DER WARM- UND KALTD RUCKFESTIGKEITEN	107
7.5.4	GEWICHTSVERLUST	109
<b>7.6</b>	<b>VERGLEICH VON ERGEBNISSEN HOCHFESTER BETONE AUS RWS- UND ETK- BELASTUNGEN</b>	<b>110</b>
<b>7.7</b>	<b>VERWENDUNG HOCHFESTER BETONE ALS TUNNELBETON</b>	<b>111</b>

<b><u>8</u></b>	<b><u>SPEZIELLE UNTERSUCHUNGEN AN SELBSTVERDICHTENDEN BETONEN (SCC)</u></b>	<b>115</b>
8.1	VERSUCHSDURCHFÜHRUNG	115
8.2	ABPLATZVERHALTEN	116
8.3	TEMPERATURKURVEN	120
8.4	TEMPERATURABHÄNGIGE FESTIGKEITEN	120
8.4.1	ABSOLUTE DRUCKFESTIGKEIT	121
8.4.2	RELATIVE DRUCKFESTIGKEIT	122
8.4.3	GEWICHTSVERLUST	122
<b><u>9</u></b>	<b><u>SPEZIELLE UNTERSUCHUNGEN AN TUNNELINNENSCHALENBETONEN</u></b>	<b>124</b>
9.1	VERSUCHSDURCHFÜHRUNG	124
9.2	ABPLATZVERHALTEN	125
9.3	TEMPERATURKURVEN	130
9.4	BRANDVERSUCHE MIT ETK- KURVE	133
9.5	TEMPERATURABHÄNGIGE FESTIGKEITEN	134
9.5.1	WARMDRUCKFESTIGKEITEN	135
9.5.2	KALTD RUCKFESTIGKEITEN	136
9.5.3	GEGENÜBERSTELLUNG DER WARM – UND KALTD RUCKFESTIGKEITEN	138
9.5.4	GEWICHTSVERLUST	141
9.5.5	ERKENNTNISSE FÜR DIE PRAXIS	142
<b><u>10</u></b>	<b><u>SPEZIELLE UNTERSUCHUNGEN AN SPRITZBETON</u></b>	<b>144</b>
10.1	VERSUCHSDURCHFÜHRUNG	144
10.2	ABPLATZVERHALTEN	144
10.3	ERKENNTNISSE FÜR DIE PRAXIS	147
<b><u>11</u></b>	<b><u>GROSSBRANDVERSUCHE AN TUNNELBAUTEILEN AUS INNENSCHALENBETON- UND SPRITZBETON</u></b>	<b>148</b>
11.1	TUNNELINNENSCHALENBETON	148
11.1.1	PROBEKÖRPERHERSTELLUNG	148
11.1.2	KONSTRUKTIVE DURCHBILDUNG DER KALOTTE	150
11.1.3	EINBAU IN DEN BRANDRAUM	150
11.1.4	INSTRUMENTIERUNG	153
11.1.5	ERGEBNISSE DES 1. BRANDVERSUCHS V1	155
11.1.6	ERGEBNISSE DES 2. BRANDVERSUCHS V2	156
11.1.7	ERGEBNISSE DES 3. BRANDVERSUCHS V3	158
11.1.8	ERGEBNISSE DES 4. BRANDVERSUCHS V4	159
11.1.9	THERMISCHE ANALYSEN – DTA UND TG	160
11.1.9.1	Ergebnisse aus V1	161
11.1.9.2	Ergebnisse aus V2	163
11.1.9.3	Erkenntnisse und Interpretation der Untersuchung	164
11.1.10	ERKENNTNISSE AUS DEN VERSUCHEN	165
11.2	GROSSVERSUCHE FÜR SPRITZBETON	166
11.2.1	PROBEKÖRPERHERSTELLUNG	166
11.2.2	SCHLUSSFOLGERUNGEN AUS DEM VERSUCH	169

---

<b>11.3</b>	<b>ZUSAMMENFASSUNG DER PRAKTISCHEN ERKENNTNISSE AUS DEN GROSSBRANDVERSUCHEN</b>	<b>170</b>
<b>11.4</b>	<b>ZUSAMMENFASSUNG DER PRAKTISCHEN ERKENNTNISSE AUS DEN GROSSBRANDVERSUCHEN MIT SPRITZBETON</b>	<b>171</b>
<b>12</b>	<b><u>ZUSAMMENFASSUNG</u></b>	<b><u>173</u></b>
<b>13</b>	<b><u>AUSBLICK</u></b>	<b><u>174</u></b>
<b>14</b>	<b><u>LITERATURVERZEICHNIS</u></b>	<b><u>175</u></b>

## Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als Vertragsassistent und anschließend als Universitätsassistent am Institut für Baustofflehre, Bauphysik und Brandschutz der Technischen Universität Wien.

Mein ganz besonderer Dank gilt Herrn o.Univ.Prof.Dipl.Ing.DDr.techn.Ulrich Schneider. Als mein Chef war und ist er ein großzügiger Förderer meiner Tätigkeiten am Institut, welche sich nicht nur auf das gegenständliche Thema beschränkten. Ohne der Bereitstellung von finanziellen Mitteln und geistigen Anregungen wäre es mir nicht möglich gewesen, diese Arbeit zu verfassen.

Weiters Danke ich Herrn Univ.Prof.Dr.-Ing. Ulrich Diederichs, der mich bei fachlichen Problemen und nun auch als Begutachter dieser Arbeit stets unterstützte.

Herrn Univ.Prof.DI.Dr.Rostyslav Drochytko danke ich für die Möglichkeit der Durchführung von REM und XRD Untersuchungen in seinem Institut in Brno.

Studentische Hilfskräfte und zahlreichen Studien – und Diplomarbeiten haben zum Entstehen der vorliegenden Arbeit beigetragen. Stellvertretend für den Kreis derer möchte ich Frau Beate Perl sowie der Herren Thomas Zodl, Markus Wolf, Wolfgang Schubert, Horst Höfer, Markus Hrunek, Oliver Staffel, Michael Lins und Christian Drexler meinen Dank aussprechen.

Abschließend gilt mein herzlichster Dank meiner Lebensgefährtin Sandra und meinen lieben Töchtern Theresa und Victoria sowie meinen Eltern.

# 1 ALLGEMEINES

Wir leiten viele der Grundideen der heutigen modernen Betontechnologie aus dem opus caementitium der Römerzeit ab. Zweitausend Jahre alte Bauwerke wie das Pantheon in Rom bezeugen uns die beeindruckenden und bewährten Baustoffeigenschaften (Standfestigkeit, Korrosions- und Brandbeständigkeit, etc.) dieser Bauweise [1]. Da die Entwicklung zementgebundener Mehrkomponentenwerkstoffe in den vergangenen Jahrzehnten einen ständigen Aufwärtstrend erfahren hat, werden die noch wesentlich verbesserten Betonbaustoffe auch im 3. Jahrtausend unsere bekannte Umwelt wesentlich prägen und beeinflussen [2].

Planungen in der Architektur und im Ingenieurbau zu immer schlankeren, leichteren, größeren und höheren Bauten einerseits und gesetzliche Veränderungen wie z.B. erhöhte bauphysikalische Anforderungen (Wärme- und Schalldämmwirkung, Umweltklassen, Brandschutz etc.) andererseits machen es erforderlich, neue zeitgemäße und leistungsfähigere Betonbaustoffe zu entwickeln, die sich von den herkömmlichen Betonen stark unterscheiden. Es geht darum, neue Betonarten mit verbesserten Frisch- und Festbetoneigenschaften bezüglich der Festigkeit, Dauerhaftigkeit, Verarbeitbarkeit (Fördern, Verteilen, Einbauen, Verdichten und Nachbehandeln) oder anderen Leistungsmerkmalen zu entwickeln. Ein solcher Beton wird als Hochleistungsbeton bezeichnet (siehe Abbildung 1-1).

Betone mit Druckfestigkeiten über  $f_{ck,cube} = 60 \text{ N/mm}^2$  (Würfeldruckfestigkeit 15/15/15 cm nach 28 Tagen) werden gemäß ÖNORM B 4710-1 als Hochfeste Betone bezeichnet.

Die Entwicklung von Hochleistungsbetonen ist eng an der Entwicklung von leistungsfähigen Fließmitteln, sog. „Superplastifizierer“ gekoppelt. Das Wasserzementwert-Gesetz (Gesetz vom „Verdünnungsabfall“ nach D.A. Abrams) besagt, dass bei geringerem W/B-Wert die Zementleimporosität sinkt und die Festigkeit dementsprechend steigt. Für die Herstellung von Betonen mit Festigkeiten über  $60 \text{ N/mm}^2$  sind W/B-Werte unter 0,40, im Speziellen also zwischen 0,37 - 0,25, notwendig. Durch die Zugabe von Verflüssigern auf der Basis von z.B. modifizierten Polycarboxylether ist dies heutzutage ohne Probleme im Betonwerk und auf der Baustelle möglich.

Die zweite wesentliche Verbesserung gegenüber Normalbeton besteht durch die Zugabe von Silikastaub zur optimalen Füllung des Porenraumes zwischen den Zementkörnern und dem Zuschlagstoff, sowie zur Erhöhung der Verbundfestigkeit in der Kontaktzone zwischen Zementmatrix und Zuschlagskorn. Der puzzolanische Silikastaub reagiert mit dem bei der Hydratation des Portlandzementklinkers abgespalteten Calciumhydroxid  $\text{Ca(OH)}_2$  [CH] und bildet festigkeitsbildende Calciumsilicathydrat – Phasen [CSH]. Dieser Effekt wird dadurch ersichtlich, dass bei Normalbeton die Bruchfläche in der Regel um das Zuschlagskorn herum verläuft, bei der Zugabe von Silikastaub jedoch der Bruch durch die Körner hindurch erfolgt [3].

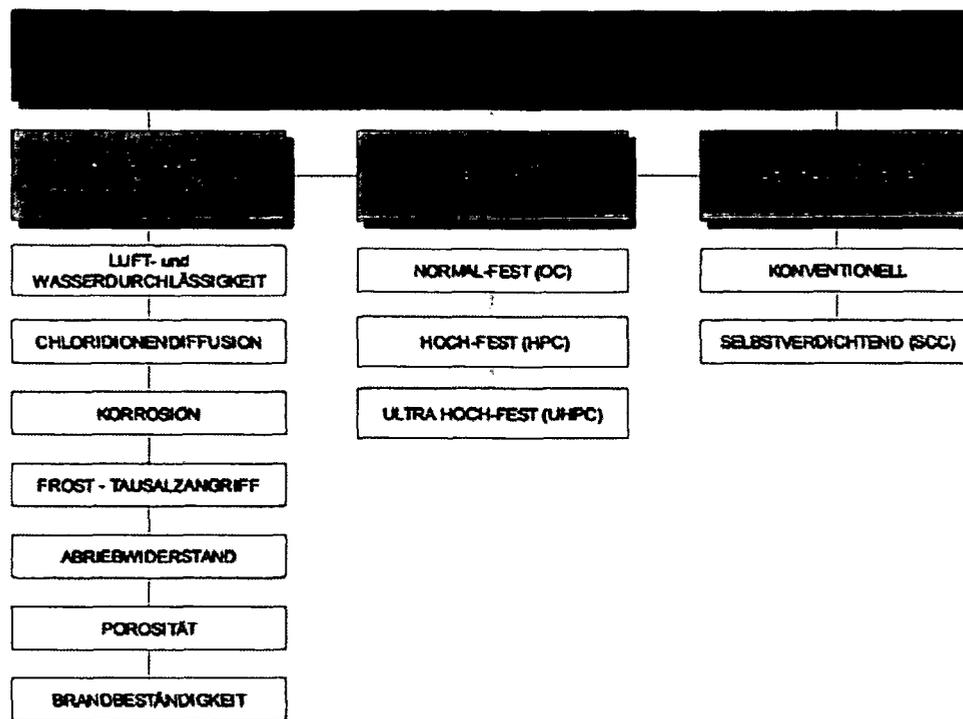


Abbildung 1-1: Eigenschaften von Hochleistungsbetonen

Als Drittes muss die Packungsdichte erhöht werden. Dies geschieht durch die Reduktion der Durchmesser auf GK 32 bzw. GK 16 oder darunter und durch die Erhöhung des Mehlkorngehaltes in Abhängigkeit vom Zementgehalt.

Man bezeichnet Hochleistungsbeton auch als 5-Komponenten-System aus Zement, Wasser, Zuschlag, Zusatzstoffen und Zusatzmitteln.

Eine Verbesserung der Duktilität und des Nachbruchverhaltens erreicht man durch die Zugabe von Stahlfasern. Werden Polypropylenfasern der Mischung beigegeben, so können damit noch die Verarbeitbarkeit, die Brandbeständigkeit und das Frühschwindverhalten verändert werden. Die Verarbeitbarkeit, insbesondere im Hinblick auf eine abgesteigte Dichtigkeit bzw. Wasserundurchlässigkeit, wird im Allgemeinen negativ beeinflusst. Die Brandbeständigkeit und das Frühschwinden werden in der Regel (je nach Größe der Faser) positiv verändert.

Unter Berücksichtigung dieser Einflussparameter kann nun ein konventioneller Beton zu einem Hochleistungsbeton "hochgezüchtet" werden. Wie sich gezeigt hat resultieren daraus Matrixveränderungen, die u.A. das Temperaturverhalten (Abplatzverhalten und Thermische Strukturschädigung) gegenüber Normalbeton mit unter stark beeinflussen bzw. bei ultrahochfesten Beton (UHPC) komplett verändern.

In dieser Arbeit wurde durch Kombination aus den in Abbildung 1-1 dargestellten Eigenschaften 5 Hochleistungsbetone zusammengestellt und auf deren Temperaturverhalten hin untersucht. Es sind dies:

1. Ultrahochfester Beton (UHPC)
2. Hochfester Beton für unterirdische Verkehrsanlagen
3. Selbstverdichtender Beton
4. Tunnelinnenschalenbeton
5. Spritzbeton

Diese fünf Spezialbetonarten wurden deshalb ausgewählt, da diese, bis auf UHPC, gegenwärtig in der Baupraxis von großem wirtschaftlichem Interesse sind. Ultrahochfester Beton befindet sich im Moment immer noch in der Entwicklungsphase. Aufgrund seiner speziellen Eigenschaften (hohe Festigkeiten,

große Leistungsfähigkeit, spez. Verarbeitung, etc.) ist dieser Beton individuell herzustellen bzw. zu verarbeiten. Es ist daher eine besondere Herausforderung, diesen Beton auf sein Temperaturverhalten hin zu untersuchen und zu optimieren.

## 2 STAND DER WISSENSCHAFT

### 2.1 Allgemeines

Über das Verhalten von hydraulischen Baustoffen (abgesehen von Feuerfestbetonen) bei Temperaturen  $> 100\text{ °C}$  liegt heute eine Vielzahl von Literatur vor, welche hier nur auszugsweise angeführt wird. Begonnen wurden derartige Untersuchungen bereits vor dem 2. Weltkrieg [6] bis [9]. Das Interesse daran ließ jedoch rasch nach, auch aufgrund des raschen Wiederaufbaues nach dem Krieg.

Die Wiederaufnahme der Untersuchungen in den 50iger Jahren fand vornehmlich in Russland, Amerika und Deutschland statt [10] bis [18].

Systematische Untersuchungen wurden dann beginnend ab Mitte der 70iger Jahren in Deutschland und Amerika durchgeführt. Ein entscheidender Grund dafür war unter anderem die notwendige Sammlung von Erkenntnissen über das Problem langfristiger Temperaturbeanspruchungen auf Betonkonstruktionen im Reaktorbau. Ein "State of the Art Report" dazu wurde von *Schneider und Horvath* im Rahmen des RILEM Komitees HTC erarbeitet [19]. Es wird daher in dieser Arbeit nicht näher darauf eingegangen sondern lediglich auf diese Literatur verwiesen.

Zu Beginn der 90iger Jahre wurden, unter der Einflussnahme der chemischen Industrie, erstmals Hochleistungsbetone mit verschiedensten Performance-Verhalten hergestellt. Auch Fasern unterschiedlichster Art und Abmessung wurden ab diesem Zeitpunkt immer mehr als "Zusatzstoff" in den Betonrezepturen berücksichtigt. Eine Zusammenfassung über das Temperaturverhalten von Hochfesten Beton wurde von *Phan* in [92] veröffentlicht. Auf weitere Literaturstellen wird direkt in den jeweiligen Kapiteln verwiesen. Es sei aber hier vorweg festgehalten, dass bei einem Großteil der bisherigen Veröffentlichungen die ETK (ISO-Kurve) als Prüfungsgrundlage verwendet wurde. In dieser Arbeit kamen primär Hochtemperaturkurven zur Anwendung, Ausnahmen dabei waren die Prüfungen für UHPC.

### 2.2 Brandeinwirkungen

Seit den katastrophalen Unfällen mit Brandfolgen im Mont-Blanc-, Tauern- sowie St. Gotthard Tunnel ist europaweit eine Diskussion über die Sicherheit von Tunnelbauwerken im Brandfall im Gange. Neben der Diskussion über sicherheitstechnische Einrichtungen wurde auch über mögliche Brandeinwirkungen und deren Auswirkungen auf die Konstruktionsbetone berichtet. Um Brandeinwirkungen und deren Auswirkung auf die Tragkonstruktion berücksichtigen zu können, sind in der Abfolge der Analyse drei wesentliche Abschnitte zu unterscheiden:

1. Definition der Brandeinwirkung
2. Berechnung der Temperaturgeschichte im Bauteil
3. Nachweis der Tragsicherheit des Bauteils

Die Berechnung der Brandeinwirkung bzw. Brandbeanspruchung (Brandkurve!) ist nicht materialspezifisch und daher auch nicht Gegenstand dieser Arbeit. Die Punkte 2 und 3 werden in den folgenden Kapiteln näher untersucht. Um einen Eindruck über die Problematik bei einem Brand, insbesondere einem Tunnelbrand zu bekommen, wird in den folgenden Unterkapiteln kurz darauf eingegangen.

### 2.2.1 Verbrennung von Flüssigkeiten

Um Flüssigkeiten zu verbrennen, müssen sie über ihren Flammpunkt, d.h. bis zu ihrem Brennpunkt erhitzt werden. Die Flüssigkeitsdämpfe und das Oxidationsmittel bilden bei Temperatur- bzw. Strahlungseinwirkung an der Flüssigkeitsoberfläche ein stöchiometrisches Gemisch. Sobald der Brennpunkt der Flüssigkeitsdämpfe erreicht ist, erfolgt nach Zündung der Dämpfe ein ständiger Verbrennungsvorgang. Die Abbrandgeschwindigkeit von Flüssigkeiten ist abhängig von:

- der Anfangstemperatur der Flüssigkeit
- der äußeren Wärmestrahlung
- dem Wärmeeintrag aus der Verbrennung
- dem Behälterdurchmesser
- dem Flüssigkeitsstand im Behälter und den Wärmeleit- und Wärmespeichereigenschaften der Flüssigkeit
- dem Feuchtigkeitsgehalt der Flüssigkeit
- der Windgeschwindigkeit

Beim Abbrennen von Flüssigkeiten kann es zum Aufkochen und Auswerfen von brennenden Flüssigkeiten kommen, z. B. wenn sich Wasser in der Flüssigkeit befindet. Schon Wassergehalte  $> 3$  Gew. - % können solche Erscheinung verursachen. Die Wurfweite kann 8 – 10 m betragen [104].

Tabelle 2-1 zeigt die Abbrandgeschwindigkeiten brennbarer Flüssigkeiten, Tabelle 2-2 gibt Auskunft über Heizwert und Luftbedarf für brennbare Flüssigkeiten. Mit diesen Parametern ist man in der Lage, die Branddauer und Brandleistung bei Tunnelbränden ungefähr abzuschätzen.

Tabelle 2-1: Abbrandgeschwindigkeiten für brennbare Flüssigkeiten nach [105]

Brennbare Flüssigkeit	spez. Abbrandgeschwindigkeit in kg/m <sup>2</sup> min und kW/m <sup>2</sup> nach					
	[1]		[2]		[3]	
	[kg/m <sup>2</sup> min]	[kW/m <sup>2</sup> ]	[kg/m <sup>2</sup> min]	[kW/m <sup>2</sup> ]	[kg/m <sup>2</sup> min]	[kW/m <sup>2</sup> ]
Azeton	2,63	1262	2,5	1200	-	-
Ethylalkohol	0,93	419	0,9	405	-	-
Methylalkohol	0,95	308	1,0	324	2,8-3,8	907-1231
Benzin	1,53	2106	3,3	2356	1,0 <sup>1)</sup> -2,1 <sup>1)</sup>	714-1499
Reinigungsbenzin	-	-	2,9	2071	0,43-1,1 <sup>1)</sup>	307-785
Benzol	0,87	-	5,1	3397	-	-
Cyclohexan	-	-	-	-	0,51-1,4 <sup>1)</sup>	379-1042
Dieselöl	1,1	772	2,1	1474	-	-
Erdöl	1,2	835	1,3	905	-	-
Heizöl	0,92	646	-	-	0,43-1,7 <sup>1)</sup>	302-1193
Isopropanol	-	-	-	-	0,32-1,1 <sup>1)</sup>	144-495
Kerosin	0,82	-	2,3	1656	-	-
Maschinenöl	0,67	-	3,1	1823	-	-
Motorenöl	0,55	-	3,2	1882	-	-
Petroleum	2,9	2105	-	-	-	-
Terpentinöl	2,05	1415	-	-	-	-
Toluol	2,31	1566	-	-	-	-
Xylol	1,73	1152	-	-	-	-

1) Versuche wurden bei Luftunterschuss durchgeführt

[1] o.A.: Brandschutz Formeln und Tabellen. Staatsverlag der Deutschen Demokratischen Republik, Berlin, 1977

[2] Lee, B.T.: Heat Release Rate Characteristics of some combustible Fuel Sources in Nuclear Power Plants. NBSIR 85-3195, Nat. Bur. of Stand., Gaithersburg, 1985

[3] Dobbernack, R.: Auswertung zur spezifischen Abbrandrate der vorliegenden m-Faktor-Versuche. IBMB, TU Braunschweig, Feb. 1995, (unveröffentlicht)

Tabelle 2-2: Heizwert und Luftbedarf von brennbaren Flüssigkeiten nach [105]

Flüssigkeit	Heizwert [kWh/kg]	Luftbedarf [kg Luft/kg Brennstoff]	Energie / Luftmenge [kWh/kg Luft]
Azeton	8,6	9,5	0,903
Benzol	11,1	13,2	0,842
Benzin	11,9	13,5	0,884
Chlorbenzol	11,2	12,9	0,852
Ethanol	7,4	8,9	0,831
Erdöl	11,6	13,0	0,855
Glycol	4,6	5,4	0,890
Heizöl EL	11,7	13,1	0,898
Hydrauliköl	9,8	10,9	0,831
Isopropanol	7,5	9,0	0,853
Methanol	5,5	6,4	0,825
n-Pentan	12,6	15,3	0,825
n-Oktan	12,4	15,0	0,825
c-Hexan	12,2	14,8	0,825
Petroleum	12,1	13,6	0,890

## 2.2.2 Ablauf eines Schadensfeuers

Betrachtet man die idealisierte Darstellung eines Naturbrandes, so erkennt man, dass der Brand grundsätzlich in fünf einzelne Abschnitte unterteilbar ist:

- Entzündung
- Schwelen
- Ausbreitung
- Vollbrand
- Abklingen

Nach der Initiierung durch eine beliebige Zündquelle muss sich der Brand entwickeln (Entwicklungsbrand). Diese Phase des Brandes ist gekennzeichnet durch geringe Temperaturerhöhungen im Raum infolge der niedrigen Brandleistung. Typische Werte für die Brandleistung in dieser Phase liegen bei 25 bis 50 kW/m<sup>2</sup>. Die Zeitdauer dieser Entwicklungsphase ist in der Regel nicht determinierbar. Sie kann zwischen wenigen Minuten bis Stunden betragen [105].

Der Entwicklungsphase eines Brandes kann unter bestimmten Umständen eine Vollbrandphase folgen. Diese ist gekennzeichnet durch eine hohe Brandleistung und entsprechend hohe Temperaturen im Brandraum. Die Vollbrandphase wird eventuell eingeleitet durch einen sog. *Flashover*, d.h. eine spontane, schnelle Brandausbreitung mit entsprechend hohen Temperaturanstiegen [105].

Das Abklingen eines Brandes ohne Löscheinwirkungen beginnt nach dem Abbrand wesentlicher Teile der brennbaren Stoffe. Im Allgemeinen beginnt das Abklingen, wenn 80 % der Brandlast verbraucht sind (gilt für Wohnungsbrände).

### Beispiel:

Würde dieser Erfahrungswert auch im Tunnelbau gelten, so ergäben sich für ein angenommenes Brandszenario folgende Werte:

70 t Diesel (Brandlast ca. 235 MW) verbrennen auf einer Fläche (Pool) von 200 m<sup>2</sup>.

Aus Tabelle 2-1 ergibt sich für Diesel eine mittlere Abbrandgeschwindigkeit von 1,5 kg/m<sup>2</sup>min. Daraus ergibt sich eine Branddauer  $t_{Br}$  von ca. 230 min (3,8 h).

Für die Vollbrandzeit  $t_{voll}$  resultiert aus dieser Annahme 80/20 (siehe Abbildung 2-1) eine Zeit von 155 min (2 ½ Stunden).

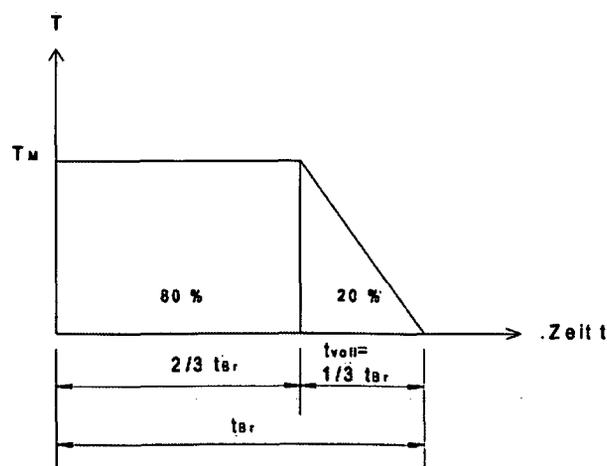


Abbildung 2-1: Idealisierte Brand – Zeit – Kurve eines Flüssigkeitsbrandes im Tunnel

Luftbedarf:

Aus Tabelle 2-2 ergibt sich ein Luftbedarf von ca. 15 kg/kg.

Daraus errechnet sich ein Luftbedarf von ca. 4500 kg/min, entspricht ca. 3500 m<sup>3</sup>/min.

Daraus lässt sich erkennen, dass sich bei Tunnelbränden eine relativ lange Branddauer ergeben kann, wenn eine wirksame Brandbekämpfung nicht möglich ist. Diese Werte gelten allerdings auch nur dann, wenn dem Feuer genug Luft zur Verfügung steht (brandlastgesteuerter Brand). Ist das nicht der Fall (ventilationsgesteuerter Brand), so wird sich die Branddauer entsprechend verlängern. Das Beispiel soll eigentlich nur verdeutlichen, warum es notwendig ist, für Tunnelmaterialien evtl. andere Prüfkurven als die bisher verwendete ETK zugrunde zulegen.

### 2.2.3 Merkmale eines Tunnelbrandes

Zunächst bedingen die thermischen Auftriebskräfte eine Temperaturschichtung in Tunnellängs- und Tunnelquerrichtung. Dabei spielt die Geschwindigkeit der Tunnellüftung eine ganz wesentliche Rolle. Wenn die heißen Gase aus einer Tunnelöffnung nicht rasch ins Freie entweichen können, wird ein Großteil der Wärme an die Tunnelwandung abgegeben [106]. Es kommt zu einer Kumulation der Wärme, die einen überaus raschen Temperaturanstieg im Bereich des Brandherdes im Tunnel zur Folge hat.

Aufgrund von Versuchen weiß man, dass bei Fahrzeugbränden im Tunnel – in ungünstigen Fällen schon nach fünf Minuten – Temperaturen in der Größenordnung von bis zu 1200 °C auftreten können. Diese Temperaturen bleiben eine zeitlang konstant und klingen dann ab, wobei die

- Ventilationsbedingungen (Belüftung, Längsneigung),
- Größe und Gestalt des Tunnelquerschnittes,
- Höhe des Feuerplumes,
- Art und Verteilung der Brandlast von Einfluss sind [107].

Wärmebilanzrechnungen für Brandversuche im Zwengberg Tunnel ergaben, dass mindestens 2/3 der Gesamtenergie als Wandwärme innerhalb des Verkehrsraumes abgeführt wird [106].

Versuche in einem Tunnel in Norwegen haben gezeigt, dass die Temperaturen bei einem Tunnelbrand mit typischen Straßen und Schienenfahrzeugen innerhalb kürzester Zeit in Fahrzeughöhe sehr hohe Werte erreichen. Die Auswirkungen des schnellen Temperaturanstiegs wurden z. B. beim Brand im Eurotunnel 1996 deutlich, bei dem an der am stärksten geschädigten Stelle der Querschnitt der tragenden Tunnelauskleidung durch explosionsartige Abplatzungen auf 1/3 des ursprünglich 40 cm dicken Tübbings reduziert wurde [108].

Die Abbrandgeschwindigkeit, die Branddauer und der zeitliche Temperaturverlauf eines Großbrandes im Tunnel werden u.a. durch die Luftzufuhrmenge zum Brandherd beeinflusst. Bei einem Brand im Freien können die Verbrennungsgase nach oben entweichen, und Frischluft kann von allen Seiten nachströmen. Im Tunnel können sich die heißen Brandgase nur in Längsrichtung ausbreiten. Sauerstoff kann nur von zwei Seiten über eine von den Verbrennungsgasen nicht versperrte Querschnittshöhe zur Brandstelle fließen. Dabei wird die zuströmende Luft evtl. sogar vorgewärmt, d.h. es kommt zu internen Aufheizungen. Infolge des Tunnelleinflusses sind bei Großbränden für jeden möglichen Belüftungsfall die Abbrandverhältnisse kritischer als im Freien, dadurch wird auch die Branddauer länger. Die Abbrandrate beschleunigende Lüftungsverhältnisse liegen evtl. auch in

unterirdischen Haltestellen vor. Hier bewirken die Zugänge den Rauchabzug und die benachbarten Streckentunnel die Frischluftversorgung. Mit besonders langer Branddauer ist in schmalen, nur einseitig zugänglichen, Abstelltunneln zu rechnen. Insbesondere bei größeren Bränden gewinnt die Schadstoffkonzentration durch Pyrolysegase steigende Bedeutung. Bei Tunnelbrandversuchen wurden Konzentrationswerte für  $\text{CO} > 5\%$ , für  $\text{CO}_2 > 20\%$ , und für  $\text{O}_2 < 1\%$  gemessen. Die Werte der Gaskonzentration verbessern sich in Sohlenbereich und in größerer Entfernung von der Brandstelle [106], die Sichtbarkeit ist jedoch auch in großen Entfernungen vom Brandherd nur an der Zuluftseite gegeben.

Die folgende Auflistung beruht auf der Auswertung einer umfangreichen Untersuchung zur Verbesserung des Brandschutzes in Systemen des unterirdischen Personennahverkehrs, welche an der Universität Wuppertal durchgeführt wurde [106]. Die wichtigsten Erkenntnisse aus dieser Untersuchung lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Mit der Durchzündung (flash over) eines Brandes muss bei den heute im Personenverkehr üblichen Schienenfahrzeugen bereits nach 7 bis 10 Minuten gerechnet werden.
- Die Branddauer schwankt je nach den äußeren Umständen erheblich und variiert je nach Brandleistung zwischen 30 Minuten und mehreren Stunden.
- Es können schon bei ausgesprochen kleinen Bränden erhebliche Rauchgasmengen entstehen und zu einer kritischen Situation für die Fahrgäste und das Zugpersonal führen.
- In mehreren Fällen war der gesamte Tunnelquerschnitt in kurzer Zeit derart mit Rauch ausgefüllt, dass die Sichtweite selbst bei Einsatz von Scheinwerfern unter 1 m lag.
- Kommunikationsprobleme zwischen Zugführer und Betriebsleitzentrale oder zwischen Leitzentrale und Feuerwehr, ungenaue Angaben zur Zugposition im Streckentunnel sowie schlechte Sprechfunkverbindung zwischen Rettungs- und Löschtrupps im Tunnel zur Einsatzleitstelle an der Oberfläche bedingen in vielen Fällen kritische Zeitverluste.
- Die Brandbekämpfung wird erheblich erschwert, wenn der Zug nicht in einer unterirdischen Haltestelle, sondern im Streckentunnel stehen bleibt.
- Bei mehreren Brandfällen waren Wandhydranten im Tunnel nicht vorhanden oder lagen zu weit auseinander. Hier ging wertvolle Zeit verloren durch den Aufbau einer Löschwasserversorgung zur Brandbekämpfung (aus Übungen weiß man jetzt, dass man für 100 m Schlauch verlegen etwa 10 Minuten benötigt).
- Die zum Teil beträchtlichen Sachschäden infolge größerer Brände resultieren aus der erheblichen Brandlast der Schienenfahrzeuge. Sie beläuft sich zum Beispiel bei den derzeit laufenden Schienenfahrzeugen in der BRD auf üblicherweise ca. 50 bis 80 kg brennbares Material je Quadratmeter Fahrgastraumgrundfläche (zum Vergleich: Wohngebäude ca. 30 - 60 kg brennbares Material/m<sup>2</sup> Stockwerksgrundfläche; Kaufhäuser ca. 110 kg brennbares Material/m<sup>2</sup> Stockwerksgrundfläche;).
- Schäden an Tunnelbauwerken aus Beton entstehen vorwiegend durch Abplatzungen sowie Rauchgaskondensation an den Tunnelwandungen, Tunneldecken und der Innenausrüstung der Haltestellen.

Um verschiedenartige Brände in Tunneln miteinander zu vergleichen, kann die Profilabbrenngeschwindigkeit als ein Vergleichswert benutzt werden. Sie erfasst die

brennbare Stoffmenge  $M$  [kg], den Tunnelquerschnitt  $F$  [m<sup>2</sup>] (wichtig für die Ventilationsbedingungen beim Brand) und die Branddauer  $t$  [min]. Für die Profilabbrenngeschwindigkeit  $a$  [kg/m<sup>2</sup>min] gilt:

$$a = \frac{M}{(F \cdot t)}$$

Sie beträgt nach Brandversuchen in Eisenbahntunneln:

$a = 0,705 - 4,078$  kg/m<sup>2</sup>min Eisenbahntunnel Ofenegg, Schweiz, 1965

$a = 0,123 - 0,141$  kg/m<sup>2</sup>min Eisenbahntunnel bei Oberkirchen, Saarland, 1970

$a = 0,657 - 1,752$  kg/m<sup>2</sup>min Eisenbahntunnel Zwengberg, Österreich, 1974/75

In einem U-Bahnstreckentunnel schwankt "a" bei einer mittleren Abbrandgeschwindigkeit von 50 kg/min etwa zwischen 1,4 bis 2,9 kg/m<sup>2</sup>min. Die große Profilabbrandgeschwindigkeit wird kurzfristig bei Benzinbrandversuchen im Tunnel erreicht [106].

## 2.2.4 Der Einfluss der Tunnelgeometrie auf die Feuergröße (HRR)

In Tunnelanlagen kann es bis zu 4 mal größeren Wärmefreisetzungsraten (HRR – heat release rate) als bei ähnlichen Feuern im Freien kommen. Es kann jedoch auch der Fall sein, dass es zu geringeren HRR kommt als bei Feuern im Freien, und zwar dann, wenn es durch die Strömungsverhältnisse (Fahrzeuge im Querschnitt etc.) zu einer Sauerstoffentleerung (Zerrung) im Tunnel kommt. Allgemein gilt die Beziehung [109]:

$$HRR_{\text{Tunnel}} = \psi \cdot HRR_{\text{offen}}$$

Die Wärmefreigaberate eines Feuers (HRR) kann als Messgröße für die Brandleistung dieses Feuers gesehen werden und gilt als die wichtigste Feuerbestimmungsgröße. Die HRR wird allgemein in Megawatt gemessen [MW], wobei 1 MW dem Wärmeoutput von ungefähr 1000 Lichtröhren (1000 W) oder 10000 Glühbirnen (100 W) entspricht [110].

Soweit es im Tunnel zu einer Beschränkung der Luftzufuhr zum Herd des Feuers kommt, ist es naheliegend, eine einfache Beziehung zwischen  $\psi$  und der Tunnelgeometrie anzunehmen. Forschungen haben gezeigt, dass  $\psi$  am ehesten von der Tunnelbreite abhängt. Aus Literaturstudien weiß man, dass  $\psi$  einen Wert von  $\sim 1$  annimmt, falls das Feuer in größerer Entfernung zur Tunnelinnenschale stattfindet, oder das Feuer im Vergleich zur Tunnelgröße klein ist. Mit zunehmender Nähe zur Tunnelinnenschale, oder mit zunehmender Größe des Feuers in Bezug auf die Tunnelgröße, steigt auch die HRR [109].

Abbildung 2-2 zeigt den Zusammenhang zwischen  $\psi$  und dem Verhältnis  $W_f$  (Breite des Brandherds) /  $W_t$  (Tunnelbreite). Es wurden dabei sämtlich Literaturdaten in Abhängigkeit des Verhältnisses  $W_f/W_t$  im Diagramm dargestellt (Abbildung 2-2).

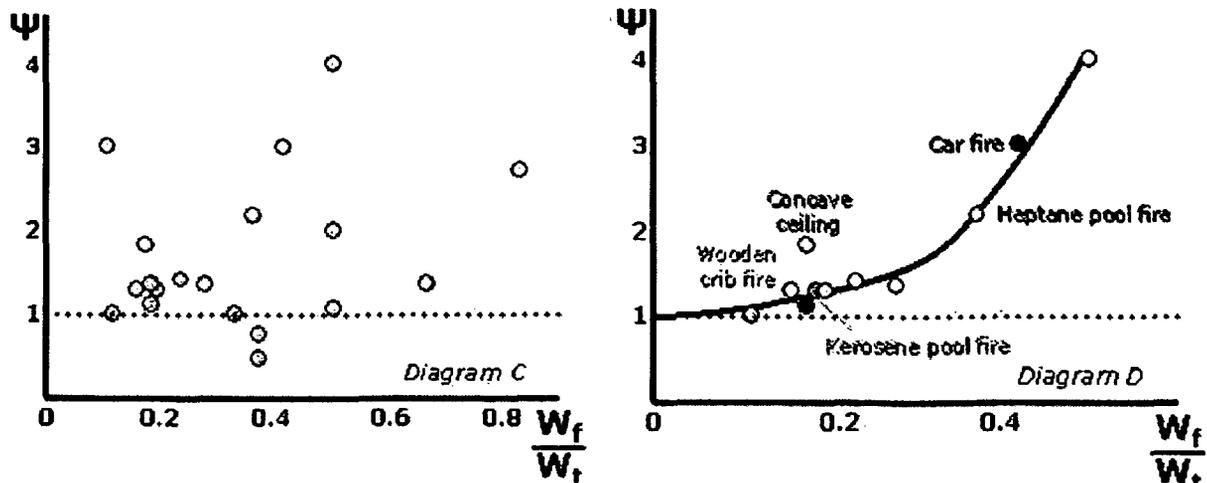


Abbildung 2-2:  $\psi$  in Abhängigkeit von  $W_f/W_t$  [24]      Abbildung 2-3: Auswertung der Gleichung [24]

Auf den ersten Blick scheint es keinen klaren Zusammenhang zwischen  $\psi$  und  $W_f/W_t$  zu geben. Experimente mit Methanol und Experimente, bei denen ein Sauerstoffentzug das Brandgeschehen bestimmt hat, haben jedoch gezeigt, dass es sehr wohl eine Beziehung zwischen den beiden Größen gibt (siehe Abbildung 2-3). Mit der Methode der kleinsten Quadrate lässt sich dieser Zusammenhang wie folgt formulieren:

$$\psi = 24 \cdot \left( \frac{W_f}{W_t} \right)^3 + 1$$

Diese Beziehung scheint für sämtliche Fahrzeugbrände, Holzkrippenbrände, Kerosin- und Heptanlachenbrände in Tunneln mit rechteckigen Querschnitten und einem ausreichenden Luftzufluss zur Verhinderung eines Sauerstoffentzuges gültig zu sein. In Tunneln mit konkaver Decke ergeben sich um bis zu 10 % größere Werte für HRR als mit obiger Gleichung errechnet werden können. Für Methanollachenbrände kann diese Gleichung nicht angewendet werden, weil bei Methanolbränden sowohl weniger Rauch als auch weniger Hitze als bei anderen Kraftstoffen entsteht.

### 2.2.5 Brandkurven

Zur Definition der Brandbeanspruchung können entweder vordefinierte Brandverläufe oder speziell für den jeweiligen Fall berechnete Brandkurven herangezogen werden. Diese Brandkurven bestimmen den Temperaturverlauf in Abhängigkeit von der Zeit. Zur Dimensionierung von Schutzmaßnahmen gegen Brandbeanspruchungen werden Zeit- bzw. Temperaturverläufe angenommen, die sich zum Teil massiv voneinander unterscheiden. Brände von Kohlenwasserstoffen, wie sie bei einem Fahrzeugbrand vielfach vorzufinden sind, werden wie schon vorher erwähnt durch den Kurvenverlauf der Einheitstemperaturkurve ETK nach ISO 834 nur unzureichend repräsentiert. Insbesondere fehlt die Inrechnungstellung einer Abkühlphase zu Brandende.

Die Erwärmungsphase schrumpft auf wenige Minuten zusammen (siehe Abbildung 2-5), nach der die Maximaltemperatur erreicht wird. Die übrigen in Europa gebräuchlichen Kurven berücksichtigen diesen schnellen Anstieg [27]. Die Annahmen über den Verlauf eines Brandes in einem Tunnel differieren von Land zu Land, insbesondere sind die Abkühlphasen, wenn überhaupt, sehr unterschiedlich definiert (siehe Abbildung 2-4).

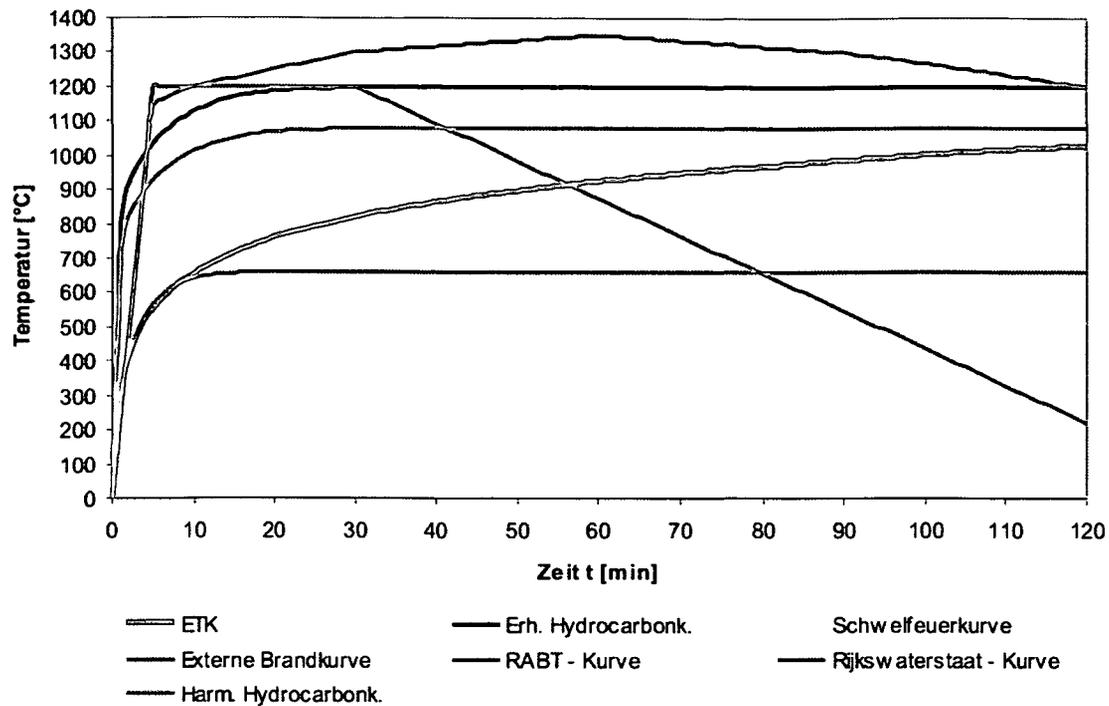


Abbildung 2-4: Temperatur – Zeit – Kurven

Für die Beurteilung des Brandverhaltens von Tunnelkonstruktionen ist besonders der Temperaturanstieg bei Brandereignissen von Bedeutung. Die nachstehende Tabelle 2-3 zeigt die Unterschiede bei den einzelnen Brandkurven.

Tabelle 2-3: Gradienten von Brandkurven

Zeit [min]	ETK	ETK Gradient [°C/min]	RWS	RWS Gradient [°C/min]	RABT	RABT-Gradient [°C/min]	Hydro-carbon	HC Gradient [°C/min]
0,0	20,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	20,0	0,0
0,5	261,1	482,2	114,4	228,8	120,0	240,0	572,3	1104,7
1,0	349,2	176,1	228,8	228,8	240,0	240,0	745,4	346,2
1,5	404,3	110,1	343,2	228,8	360,0	240,0	810,6	130,2
2,0	444,5	80,3	457,6	228,8	480,0	240,0	844,1	67,0
2,5	476,1	63,3	572,0	228,8	600,0	240,0	867,5	46,7
3,0	502,2	52,2	686,4	228,8	720,0	240,0	886,9	38,8
3,5	524,5	44,4	800,8	228,8	840,0	240,0	904,2	34,5
4,0	543,8	38,7	915,2	228,8	960,0	240,0	920,0	31,4
4,5	561,0	34,2	1029,6	228,8	1080,0	240,0	934,4	28,8
5,0	576,4	30,7	1144,0	228,8	1200,0	240,0	947,7	26,5

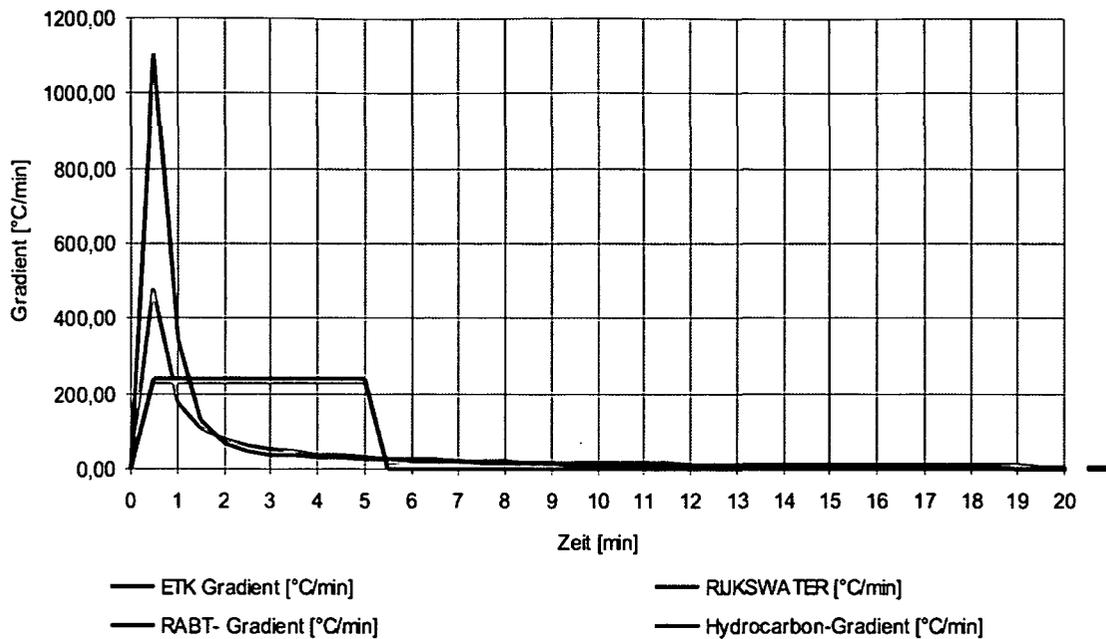


Abbildung 2-5: Temperaturgradienten [26]

Abbildung 2-5 zeigt die Temperaturgradienten für die ETK, Rijkswaterstaat – Kurve, RABT – Kurve und Hydrocarbon– Kurve. Hier ist erkennbar, dass die Hydrocarbon– Kurve bei Beginn des Brandes den größten Gradienten aufweist, gefolgt von der ETK. Die ETK hat aber weitaus geringere Maximaltemperaturen, jedoch ist Sie aufgrund dieser scharfen Anfangstemperatur immer zu berücksichtigen und auch in den Normen und Richtlinien meist angeführt. Die RABT - und RWS – Kurve haben zwar nicht einen so steilen Anstieg, dafür aber dauert die Anfangsbelastung deutlich länger bei höheren Temperaturen. Ab der 6. Minute ist praktisch bei allen Kurven der Gradient 0, d. h. die Temperaturanstiege verlaufen bei der ETK und RWS- Kurve linear bzw. sind bei den anderen Brandkurven konstant bis zum Beginn der Abkühlung.

Nachfolgend werden die gebräuchlichen Temperaturzeitkurven kurz erläutert.

### Einheits–Temperatur-Kurve (ETK, ISO 834)

Die ETK beschreibt die Temperaturerhöhung für einen vollentwickelten Brand. Sie wird durch folgende Gleichung beschrieben:

$$T = 345 \cdot \log_{10}(8 \cdot t + 1)$$

Darin sind:

T Gastemperaturerhöhung [°K]

T Zeit [min]

Ausgehend von der ETK werden für die Prüfung bestimmter Bauteile im Grundlegendokument (GD) weitere Design Fires definiert, die dem Verlauf der ETK bis zu einer bestimmten Grenztemperaturerhöhung folgen und dann bis zum Prüfende konstant gehalten werden. Solche Grenztemperaturen liegen bei 300 °C, 600 °C, und 820 °C [29]. Die ETK ist die am meist verwendete Kurve mit genereller

Gültigkeit. In Österreich und anderen Ländern vorwiegend für Bauteilprüfungen angewandt.

### Hydrocarbon – Kurve (HC-Kurve)

Brände von Kohlenwasserstoffen können deutlich höhere Temperaturen in kürzerer Zeit in einer Vollbrandsituation erreichen als die ETK angibt. Deshalb wird in solchen Fällen die harmonisierte Hydrocarbon – Kurve verwendet. Sie wurde ursprünglich zur Prüfung von Bauteilen für Offshore- Bauwerken entwickelt. Die folgende Gleichung gibt die Entwicklung der Gastemperatur an:

$$T = 1080 \cdot [1 - 0,325 \cdot e^{(-0,167 \cdot t)} - 0,675 \cdot e^{(-2,5 \cdot t)}] + 20$$

### Erhöhte Hydrocarbon Kurve (HCI – Hydro Carbon Increased)

$$T = 1280 \cdot [1 - 0,325 \cdot e^{(-0,167 \cdot t)} - 0,675 \cdot e^{(-2,5 \cdot t)}] + 20$$

Darin sind:

T Gastemperaturerhöhung [°C]  
t Zeit [min]

### EBM-Kurve

$$T = 1180 \cdot [1 - 0,325 \cdot e^{(-0,167 \cdot t)} - 0,675 \cdot e^{(-2,5 \cdot t)}] + 20$$

Darin sind:

T Gastemperaturerhöhung [°C]  
t Zeit [min]

Diese Kurve wurde in Österreich in den HL-Richtlinien aus der HCI- Kurve abgeleitet und als EBM-Kurve definiert. Der Unterschied zur HCI besteht darin, dass als Höchsttemperatur 1200 °C festgelegt wurde anstatt der 1300 °C bei der HCI-Kurve. In Deutschland wurde daraus die RABT- Kurve abgeleitet. Die Dauer ist je nach Brandeinwirkung variabel [30].

Die beiden Kurven unterscheiden sich im praktischen Sinne gesehen lediglich durch die Anfangstemperatur.

### Schwelfeuerkurve

Die Schwelfeuerkurve repräsentiert die Brandentwicklungsphase bei einem Naturbrand bzw. einem langsam ablaufenden Schmelbrand:

$$T = 154 \cdot (t)^{0,25}$$

Darin sind:

T Gastemperaturerhöhung [°K]  
t Zeit [min]

Externe Brandkurve

Nach Eurocode ENV 1991-2-2 kann für die Bemessung von außerhalb des Brandabschnittes gelegenen Bauteilen innerhalb der jeweiligen nationalen Anwendungsbereiche die folgende Temperatur – Zeit – Kurve angesetzt werden [29]:

$$T = 660 \cdot (1 - 0,687 \cdot e^{(-0,32 \cdot t)} - 0,313 \cdot e^{(-3,8 \cdot t)})$$

Darin sind:

T     Gastemperaturerhöhung [°K]  
t     Zeit [min]

RABT/ZTV Kurve (Tunnelbrandkurve)

In der Bundesrepublik Deutschland gebräuchliche Brandlasten für Eisenbahntunnel und Straßentunnel unterscheiden sich nur in der Branddauer von 30 bzw. 60 Minuten [32]. Diese Kurve ist eine konservative Hydrokarbon – Kurve, die eine Temperatur von 1200 °C innerhalb von 5 Minuten nach Brandbeginn im Tunnel unterstellt, auf dieser Temperatur bis zum Einsetzen von Löschmaßnahmen und danach in einem Zeitraum von 110 min wieder auf die Ausgangstemperatur absinkt. Abgewandelte Kurven in dieser Art finden sich auch in anderen europäischen Ländern wie bspw. den Niederlanden, hier wird sogar eine maximale Temperatur von 1350 °C unterstellt.

Die Branddauer kann aber auch je nach Brandlast verändert werden. Eisenbahntunnel haben generell eine, aufgrund einer erhöhten Brandlast, längere Branddauer als Straßentunnel.

Rijkswaterstaat – Kurve

Die höchsten Anforderungen werden derzeit von der Rijkswaterstaat (RWS) in den Niederlanden (1993) gestellt. Den 1993 von RWS entwickelten Brandtemperaturkurven liegt der rund 2 Stunden dauernde Brand eines liegendebliebenen Tanklasters im Tunnel zugrunde, wobei der aus dem Tank laufende Kraftstoff (45 000 l Diesel) nicht in Schlitzrinnen ungefährlich abfließen kann, sondern kontinuierlich und ohne Löscheinsatz abbrennt, d. h. das Feuer über 2 Stunden immer an derselben Stelle wirkt.

Diese Kurve wurde auch in der Richtlinie Faserbeton der ÖBVV als Prüfkurve definiert.

Anwendungen

Die o.g. genannten Kurven dienen der Durchführung von Brandversuchen an geeigneten Bauteilen oder im Rahmen von maßstäblichen Großversuchen.

Mit den vorgegebenen Temperatur–Zeit- Kurven können jedoch über die Lösung der Fouriergleichung die Temperaturen in den Bauteilen in Abhängigkeit von der Bauteiltiefe und der Zeit berechnet werden. Hiefür stehen Rechenprogramme zur Lösung des Wärmeleitproblems zur Verfügung.

Die Temperaturbeanspruchungen werden einerseits auf das statische System des Tragwerkes und zum Anderen muss für jeden Querschnitt nachgewiesen werden, dass dieser die aus dieser Belastung entstehenden Schnittgrößen unter

Berücksichtigung seiner Materialeigenschaften unter Temperaturbeanspruchung mit entsprechender Sicherheit zu tragen.

Die Nachweise müssen sowohl für die Aufheizphase (Druckspannungen infolge der Temperaturexpansionen) als auch für die Abkühlphase (Zugspannungen und Resttragfähigkeit) geführt werden.

Die Temperaturmessung, der in Kapitel 9 und 11 angeführten Versuche, diene unter anderem dazu, ein vorhandenes EDV-Programm zu kalibrieren. Dadurch wird es zukünftig möglich sein, Betonbauteiltemperaturen genauer abzuschätzen. Für größere Bauwerke ist aber eine Überprüfung mittels eines Brandversuches unbedingt anzuraten, da sich unterschiedliche Betone im Temperaturverhalten deutlich voneinander unterscheiden können.

## 2.3 Ultrahochfester Beton (UHPC)

### 2.3.1 Entwicklung

Bereits *Freyssinet* konnte zeigen, dass durch eine Druckbeaufschlagung während der Erhärtungsphase des Betons eine Festigkeitssteigerung erzielt werden kann. In den 60iger Jahren konnten Druckfestigkeiten von bis zu  $650 \text{ N/mm}^2$  erreicht werden, in dem Betone bei hohen Temperaturen und erhöhtem Druck nachbehandelt wurden. Ende der 80iger Jahre begann man dann in Frankreich und Kanada mit der Entwicklung von Hochleistungsbetonen mit extrem hohen Festigkeiten und deutlich verbesserten Dauerhaftigkeitseigenschaften. Aufgrund der Zusammensetzung dieser Betone, insbesondere durch die Beschränkung des Größtkorndurchmessers auf Werte  $\leq 1 \text{ mm}$ , spricht man auch vom Béton de Poudres Réactives (BPR) bzw. Reactive Powder Concrete (RPC). In Deutschland werden derartige Betone auch als Feinkorn- oder Reaktionspulverbetone, üblicherweise jedoch als ultrahochfeste Betone oder Ultra High Performance Concrete (UHPC) bezeichnet. Abbildung 2-6 zeigt einen Vergleich der erreichbaren Druckfestigkeiten unterschiedlicher Betone in Abhängigkeit vom w/z-Wert.

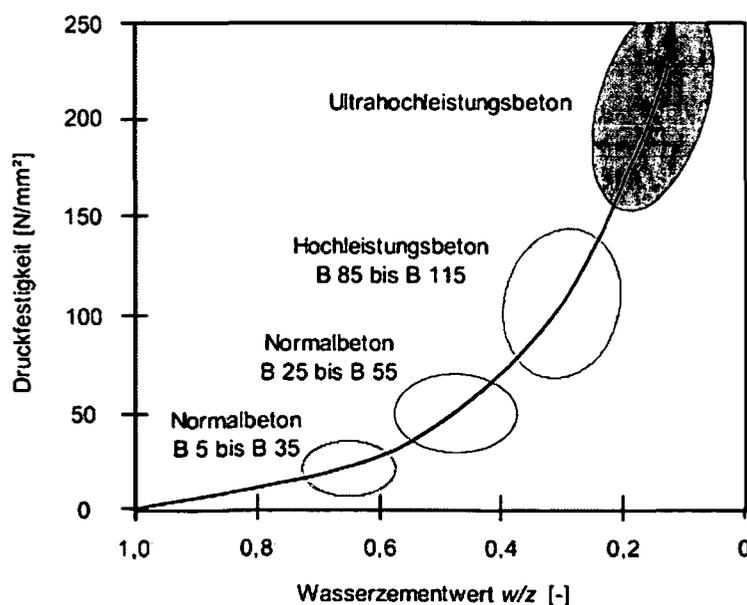


Abbildung 2-6: Spektrum der Betondruckfestigkeit in Abhängigkeit vom w/z-Wert

Neben den erzielten mechanischen Eigenschaften unterscheidet man ultrahochfeste Betone auch nach der Herstellungsart. Bei Verwendung von hohen Fließmittelgehalten, hochreaktiven puzzolanischen Zusatzstoffen, wie z. B.

Silikastäuben, sowie Zuschlägen mit hohen Eigenfestigkeiten (Bauxit, Granit) und sehr geringer Korngröße spricht man vom Compact Granular Matrix Concrete (CGM-Beton) bzw. Densified with Small Particles Concrete (DSP- Beton). Desweiteren wurden kunststoffmodifizierte Hochleistungsmörtel unter Verwendung von Kompositzementen mit hohen Aluminatgehalten, sogenannte Macro Defect Free Concretes (MDF- Betone), entwickelt. Insbesondere mit den MDF- Betonen sind sehr hohe Zugfestigkeiten von bis zu 150 N/mm<sup>2</sup> und mehr möglich. Zur Reduktion der mit steigender Druckfestigkeit zunehmenden Sprödigkeit der Betone werden üblicherweise Stahlfasern zugegeben.

Eine erste technische Anwendung fand ultrahochfester Beton bei der Fuß- und Radwegbrücke in Sherbrooke, Kanada. In Frankreich werden heute bereits marktfähige Produkte auf der Basis von UHPC angeboten.

### 2.3.2 Grundprinzip zur Herstellung ultrahochfester Betone

Das mechanisch begründete Grundprinzip zur Herstellung von ultrahochfesten Betonen ist die Minimierung von Gefügestörungen. Das heißt, dass Poren und Mikrorisse durch die Wahl der Ausgangsstoffe sowie durch eine entsprechende Verarbeitung und Nachbehandlung reduziert werden. Die Ausgangsstoffe müssen dazu entsprechend sorgfältig ausgewählt und aufeinander abgestimmt werden. Insbesondere muss das Betongefüge durch die Abstimmung der Partikelgröße von Zuschlag und Bindemittel derart homogenisiert werden, dass der Werkstoff ein sehr dichtes Gefüge aufweist. Mit steigender Homogenität und sinkendem Porenvolumen steigt dann sowohl die Tragfähigkeit als auch die Dauerhaftigkeit des Betons deutlich an.

Im Allgemeinen wird dieses Grundprinzip durch folgende Forderungen konkretisiert:

- Verbesserung der Homogenität des Betongefüges durch die Elimination von Grobzuschlägen;
- Verbesserung der Packungsdichte durch Optimierung des Korngemisches und Aufbringung von Druck vor und während des Erstarrens bzw. Erhärtens des Betons;
- Verbesserung der Mikrostruktur durch Wärmebehandlung nach dem Erstarren;
- Verbesserung der Zähigkeit durch den evtl. Zusatz von feinen Stahlfasern;
- Beibehaltung der herkömmlichen, für Normalbeton und hochfesten Beton bekannten Misch- und Betoniertechnologie.

Die Homogenität des Betongefüges als Folge eines optimierten Kornbandes und die daraus resultierende Packungsdichte ist die Grundlage zur Herstellung von ultrahochfesten Betonen. Eine Druckbehandlung sowie ggf. eine gleichzeitige Wärmebehandlung führt weiterhin zu wesentlich verbesserten Werkstoffeigenschaften.

### 2.3.3 Anwendungen

Der erste großtechnische Einsatz eines UHPC erfolgte 1996 in Kanada beim Bau der Fuß- und Radwegbrücke Sherbrooke. Die Hauptentwicklung vollzog sich jedoch in den darauffolgenden Jahren vorrangig in Frankreich. Hier wurde UHPC z. B. für die Unterbauten und Rieseleinbauten des Kühlturms des Kraftwerks Cattenom verwendet. In den USA steht in erster Linie die Herstellung von Abwasserrohren,

Druckrohrleitungen und Masten aus UHPC im Vordergrund der Entwicklungen. Weitere Bauteile, wie z.B. vorgespannte Schleuderbetonmasten und vorgespannte Bahnübergangsteile, sollen ebenfalls untersucht werden. Zusätzlich soll UHPC auch für die Instandsetzung von Fahrbahnplatten zum Einsatz kommen. Auch wird an die Vorfertigung von dünnwandigen Bauteilen für den Brücken- und Hochhausbau gedacht. In Deutschland und Österreich begann das wissenschaftliche Interesse an ultrahochfesten Betonen vergleichsweise spät. Baupraktische Anwendungen sind bislang nicht bekannt.

Aufgrund der Wärmebehandlung beschränken sich die Anwendungen allgemein weitgehend auf vorgefertigte Bauteile. Es sind aber auch Anwendungen im Ortbetonbau denkbar, wenn die relativ geringeren Festigkeiten bei Verzicht auf eine Wärmebehandlung ausreichen. Die hohen Druckfestigkeiten, aber besonders die hohen Zugfestigkeiten, ermöglichen interessante Entwicklungen besonders im Bereich des Stahlbeton- und Spannbetonbaus und der nachträglichen Verstärkung und Ertüchtigung von Bauteilen. Die Herstellung von feingliedrigen bzw. dünneren Bauteilen ist möglich. Neue Querschnittsformen für vorgespannte Träger sind denkbar. Verglichen mit Normalbetonbauteilen kann die Eigenlast des UHPC-Bauteils mit neuen Querschnittsformen um den Faktor 3 gesenkt werden.

Die sehr niedrige Porosität des UHPC macht ihn zu einem idealen Baustoff für Bauteile und Tragwerke, die aggressiven Medien ausgesetzt sind. Zu den möglichen Anwendungen von UHPC zählen daher:

- **Verbundstützen**  
Stahlrohrstützen mit UHPC-Füllung ohne oder mit mäßigem Stahlfasergehalt, die vor allem im Fertigteilwerk hergestellt werden können;
- **Vergussmörtel**  
Zum Verguss von Fertigteilen eignen sich Mischungen, deren Fasergehalt ca. 6 Vol.-% betragen. Nach [78] ist bei diesen Fasergehalten UHPC mit geringem Wasserbindemittelwert noch fließfähig herstellbar und verdichtbar. Da hohe Querzugspannungen aufgenommen werden können, sind kürzere Verankerungslängen denkbar. Die erforderlichen Übergreifungslängen sinken ebenfalls deutlich;
- **Beschichtungen**  
Die dichte Struktur des UHPC und der hohe Widerstand gegenüber aggressiven Medien bietet sich an zur Beschichtung von entsprechenden Bauteilen und Tragwerken. Der große Diffusionswiderstand macht UHPC zu einem Baustoff für Beschichtungen oder ganze Bauteile, die als Sicherheitsbarrieren genutzt werden sollen. Anwendungsmöglichkeiten von UHPC für hochfeste Auskleidungen von Tunneln und Schächten wurden ebenfalls untersucht. Zusätzlich könnte ultrahochfester Beton zur Abdichtung und Versiegelung von Bauwerken der chemischen und petrochemischen Industrie genutzt werden;
- **Krafteinleitungsbereiche**  
Bereiche in denen hohe Spaltzugbeanspruchungen auftreten, wie z. B. Spanngliedverankerungen, können mit UHPC ausgeführt werden. Hier könnte der Einsatz von ultrahochfestem Beton zu kleineren Bauteilabmessungen und einer Verbesserung der Dauerhaftigkeit führen;
- **Kraftübertragungsbereiche im Verbundbau**  
Ein weiteres denkbare Einsatzgebiet ist der Krafteinleitungsbereich von Kopfbolzendübeln;
- **Verstärkung und Instandsetzung von Tragwerken**

So können z. B. gießbare Bauteile mit hohen Zug- und Biegezugfestigkeiten für kleinformatische bzw. dünne Verstärkung- oder Lasteinleitungselemente gefertigt werden [2],[79].

- Schleuderbetonstützen bzw. Rohre

Durch die Verwendung von ultrahochfesten Betonen können für die Betonweise in bestimmten Teilbereichen neue Anwendungen erschlossen werden, die momentan noch anderen Werkstoffen vorbehalten sind. Insbesondere mit dem Hintergrund der zunehmenden Anforderungen hinsichtlich Dauerhaftigkeit und Nachhaltigkeit, die an die Werkstoffe zukünftig gestellt werden, machen den UHPC für die Baupraxis interessant. UHPC ist für den spezifischen Anwendungsfall mit entsprechend optimierten Eigenschaften individuell herzustellen. Daraus ergeben sich völlig neue Perspektiven. Die konsequente Umsetzung der zementgebundenen Hochleistungswerkstoffe, wie z.B. UHPC, in der Forschung und in der praxisgerechten Anwendung ermöglicht langfristig ein kostenoptimiertes und ressourcenschonendes Bauen.

Die Erkenntnisse über die Herstellung und Eigenschaften von UHPC wurden von *Schneider und Horvath* in [80] veröffentlicht. Es wird daher auf die Herstellung von UHPC hier nicht näher eingegangen, sondern nur darauf verwiesen.

## 2.4 Hochfester Beton für unterirdische Verkehrsanlagen

Für die sichere Benützung einer unterirdischen Verkehrsanlage sind innovative Baukonstruktionen unumgänglich. Erhöhte Sicherheitsmaßnahmen werden speziell im Brandschutz gestellt. Dies umfasst einerseits den ingenieurmäßigen Brandschutz, aber auch auf konstruktiver Seite müssen neue Technologien und Materialien Einsatz finden.

Feuerbeständige Tunnelbetone müssen selbstverständlich auch den übrigen hohen Qualitätsansprüchen von Betonen für Tunnelinnenschalen genügen, wie sie beispielsweise in der Richtlinien Innenschalenbeton des Österreichischen Vereins für Beton- und Bautechnik bzw. in Deutschland in der RABT und EBA- Richtlinie definiert werden [69], [71], [98], [99]. In den österreichischen Verkehrstunneln sind vorwiegend unbewehrte Tunnelinnenschalen anzutreffen. Straßentunnel haben zudem meist bewehrte Zwischendecken. In Bereichen mit Grundwasserauflast (z.B. U-Bahn) werden auch bewehrte Innenschalen hergestellt. Zusätzliche Anforderungen können die Wasserdichtheit, Frostbeständigkeit usw. betreffen. Daraus resultiert, dass auch höhere Betongüten über C35/45 mit dichtem Gefüge verwendet werden oder erst im Zuge der Nacherhärtung entstehen und in Folge die Problematik des Brandverhaltens vergrößert wird.

Zukünftig wird aufgrund der international wachsenden Bedeutung und der technologischen Entwicklungen des mechanischen Vortriebes auch verstärkt mit dem Einsatz von Fertigteiltübbingen zu rechnen sein. Die Technologie der Herstellung solcher Tübbinge sowie die teilweisen hohen Anforderungen an die Tragfähigkeit bedingen, dass hier auch hochfeste Betone mit Betongüten > C50/60 eingesetzt werden, die ein kritischeres Brandverhalten aufweisen als Normalbeton. Der Einsatz von Fasern wird hier besonders effizient und notwendig. Deshalb ist es derzeit u. A. auch noch nicht möglich, solche Tunnel in einschaliger Bauweise auszuführen. Vielmehr muss die tragende Konstruktion durch eine teure Innenschale geschützt werden, um den steigenden Anforderungen des Brandschutzes zu genügen. Entwicklungen zur Erhöhung der Brandbeständigkeit bei hochfesten

Betonen könnten somit auch zu einer einschaligen Bauweise und damit zu einer ökonomischeren Lösung führen.

Aus der besonderen Stellung als Verkehrsknotenpunkt in Europa heraus und aufgrund der topographischen Lage von Österreich, besteht die Notwendigkeit, dass die Verkehrstunnel sicher und verfügbar sind. Der Ausfall von Tunnelstrecken (unabhängig ob Straße oder Bahn) führt in der Regel zu einer Transportkostenerhöhung (längere und schwieriger zu befahrende Strecken) und letztendlich auch zu einer erhöhten Umweltbelastung in ökologisch sensiblen Bereichen (Alpenpässe).

## 2.5 Selbstverdichtender Beton (SCC)

Zu den erfolgversprechenden Betonentwicklungen in der letzten Dekade zählt der selbstverdichtende Beton (SCC). Unter diesem Begriff wird ein Beton verstanden, der sich in erster Linie dadurch auszeichnet, dass auf den zusätzlichen Eintrag von innerer und äußerer Rüttelenergie zur Verdichtung verzichtet werden kann. SCC verdichtet sich alleine aufgrund seines Eigengewichts.

Selbstverdichtender Beton kann einen erheblichen Beitrag zur Verbesserung der Qualität der Bauausführung leisten und aufgrund seiner hervorragenden Eigenschaften und Oberflächenqualität, der Betonbauweise neue Anwendungsbereiche erschließen. Auch in wirtschaftlicher Hinsicht werden an SCC hohe Erwartungen geknüpft, da infolge des nicht mehr erforderlichen Verdichtungs Vorganges eine wesentliche Vereinfachung des Bauablaufes möglich ist und die Arbeitsbedingungen deutlich verbessert werden.

Die Idee Betone mit selbstverdichtenden Eigenschaften zu konzipieren ist nicht neu. In den 50er Jahren wurden diesbezüglich schon Versuche durchgeführt, jedoch führten die hohen w/z- Werte damals zu minderen Betonqualitäten. Erst seit der Entwicklung von hochleistungsfähigen Fließmitteln war man in der Lage, SCC mit hoher Betonqualität herzustellen.

In Japan wurde vor über 15 Jahren diese Idee wieder neu aufgegriffen, welche inzwischen eine weltweite Resonanz gefunden hat. Mit dieser Technologie wurden bis dato zahlreiche Bauwerke erstellt. Bislang ist man dabei, die technischen Randbedingungen zu erforschen, unter denen ein erfolgreicher Einsatz – insbesondere unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten – möglich ist.

Der Entwicklung und Anwendung von SCC wird auch in den österreichischen Normen und Regelwerken Rechnung getragen. Sowohl in der ÖNORM B 4710-1 als auch in der ÖVBB- Richtlinie „Selbstverdichtender Beton“ werden Anforderungen, Eigenschaften und Regeln für die Ausführung und praktische Anwendung behandelt. Der selbstverdichtende Beton ist dabei, die konventionelle Betonbauweise zu revolutionieren, wenn es gelingt, die Sicherheit beim Umgang mit selbstverdichtendem Beton auf das gleiche hohe Niveau zu heben, das heute beim Rüttelbeton vorhanden ist.

Selbstverdichtender Beton (SCC) ist ein Hochleistungsbeton mit folgenden kennzeichnenden Eigenschaften:

- Soll wie „Honig“ fließen bis zum vollständigen Niveaueausgleich und zwar ohne Rüttler, allein unter dem Einfluss der Schwerkraft,
- soll während des Fließens vollständig entlüften,
- soll jeden Hohlraum und alle Bewehrungszwischenräume innerhalb der Schalung ohne Blockade ausfüllen,

- darf nicht entmischen (kein Wasserabsetzen – „Bluten“ – nach oben, kein Absetzen des Grobzuschlags nach unten),
- soll während der notwendigen Verarbeitungsdauer seine Verarbeitbarkeit (Konsistenz) nicht verändern.

Die oben genannten Eigenschaften werden durch einen wesentlich erhöhten Mehlkorngesamt (Korn < 0,125 mm) erreicht, welches mit Wasser und Fließmittel die tragfähige Suspension – Zementleim – hoher Viskosität bildet, in der alle gröberen Zuschlagkörner entmischungsfrei schwimmen und transportiert werden. Dabei ist es grundsätzlich gleichgültig, ob das Mehlkorn zum Beispiel aus Zement, Flugasche, Metakaolin, Silikastaub oder inertem Gesteinsmehl besteht, sofern nur die Suspension im Zusammenwirken mit dem Fließmittel die erforderlichen rheologischen Eigenschaften aufweist.

Das geltende Prinzip für Rüttelbetone, eine möglichst weitgehende Hohlräumfüllung im Beton durch Zuschlag mit einem Korndurchmesser  $\geq 0,125$  mm zu erreichen – in der Regel sind dies rund 70 Vol-% des Betons, kann für SCC nicht aufrecht erhalten werden. Bei diesem muss der Anteil der Mehlkornsuspension etwa 40 Vol-% oder mehr betragen, damit die gröberen Zuschläge die Fließbewegung nicht behindern.

Die Zusammensetzung des Mehlkorns innerhalb der Suspension richtet sich nach den gewünschten Festbetoneigenschaften, z. B. w/z < 0,30 für die Festigkeitsklasse C 100/115.

### Entwicklungsziele

- Schwierige Gießbedingungen:  
Ein wesentlicher Grund für die Entwicklung des selbstverdichtenden Betons waren Bedenken hinsichtlich einer unzulänglichen Homogenität des frischen Betons in Bauteilen mit dicht gepackten Armierungen.  
In Japan konzentrierte sich die Sorge um die Haltbarkeit anspruchsvoller und schwieriger Betonierbereiche in den 80er Jahren auf die Notwendigkeit der Entwicklung eines Materials, das keine äußeren Verdichtungsanstrengungen mehr erforderte. Dies deckte sich mit der allgemeinen Tendenz zur Senkung des Bedarfs an Facharbeitern, wodurch die Notwendigkeit der Materialentwicklung weitere Impulse erhielt.
- Produktivität:  
Der Transport des Frischbetons zur Verschalung, das Gießen und die Verdichtung sind bei der Herstellung von Betonteilen entscheidende Prozesse. Die Branche strebt unablässig nach Produktivitätsverbesserungen, und eines der wichtigsten Ziele bei der Entwicklung von SCC war die Steigerung der Effizienz und der Kosteneffektivität während der Produktionsphase. Ein vereinfachter Frischbetontransport, eine rationelle Verfüllung der Schalungsarbeiten und der Verzicht auf Rüttelvorgänge sind hier die entscheidenden Verbesserungen. Ein weiteres wichtiges Entwicklungsziel ist das Bemühen um ein höheres Maß an Automatisierung im Produktionsprozess für Betonfertigteile.
- Arbeitsumgebung:  
Die Umweltbelastung der Arbeitsumgebung ist in der Betonfertigung hoch. Lärmentwicklung aus der Schalung durch Oberflächenrüttler und manuelles Rütteln machen eine erhebliche Belastung aus. Eine Verringerung des Geräuschpegels verbessert die Kommunikationsmöglichkeiten, was sich wiederum auf die Sicherheit auswirkt. Außerdem ist die physische Belastung aufgrund des Umgangs mit Rüttlerausrüstungen usw. ganz beträchtlich [83]. Die Herstellung solcher Betone ist in [26] beschrieben.

## 2.6 Tunnelinnenschalenbetone

### 2.6.1 Eigenschaften

Aufgrund des immer größer werdenden öffentlichen Straßen- und Schienenverkehrs gewinnt der konstruktive Brandschutz für Tunnelbauwerke zunehmend an Bedeutung.

Brände in Verkehrstunneln sind zwar selten, verursachen jedoch gegebenenfalls hohe Sachschäden und in letzter Konsequenz auch Personenschäden. Das Auskleidungssystem muss so geplant sein, dass im Brandfall einerseits ausreichender Personenschutz gewährleistet ist, andererseits die Wiederinstandsetzungsmaßnahmen ökonomisch vertretbar sind und die Wiederinbetriebnahme des Tunnels möglichst rasch hergestellt werden kann.

Die Planung von Tunnelanlagen unterscheidet sich je nach dem, ob Straßen- oder Eisenbahntunnel angesprochen sind. Grundsätzlich ist in jedem Falle die Sicherheit der Tunnelbenutzer so weit wie irgend möglich zu gewährleisten, wobei die durch die Nutzung des Tunnels gegebenen unterschiedlichen Risiken zu beachten sind. Hitze, Rauch und reizende oder toxische Gase bilden die wesentlichen Gefahrenquellen, vor allem als Folge von Verkehrsunfällen [33].

Zur Auskleidung von unterirdischen Verkehrsanlagen wird heute fast ausschließlich Beton eingesetzt. In Österreich sind diese Betone in der Richtlinie Innenschalenbeton der ÖVBB geregelt. Die mind. Druckfestigkeit ist meist mit C25/30 angegeben. Weiters muss der Beton Frost-Tausalz beständig sein und darf eine max. Wassereindringtiefe von z.B. 2,5 cm aufweisen. Neben Stahlbeton-Tübbingen sind unbewehrter Beton oder Stahlbeton anzutreffen, wobei der Einbau in der Regel durch Pumpen oder im Spritzverfahren erfolgt. Zunehmend werden dem Beton Stahlfasern beigegeben, um Bewehrung zu sparen und höhere Zugfestigkeit zu erreichen.

Wegen der Luftfeuchtigkeitsverhältnisse im Tunnelinnern und vor allem bei von außen anstehendem Wasser muss von einem dauernd feuchten Beton ausgegangen werden. Die Erfahrungen bei realen Bränden und von Brandversuchen zeigen, dass es bei der Brandeinwirkung durch den Einfluss der im Inneren verdampfenden Bauteilfeuchte zu erheblichen zerstörerischen Dampfdrücken kommen kann, die neben Rissbildungen auch Abplatzungen von 30 und mehr Zentimetern Tiefe hervorrufen können, so dass die Möglichkeiten zur Sanierung der Betonschale zum Teil ernstlich in Frage gestellt ist [98].

### 2.6.2 Erfahrungen bei Bränden in Tunneln

Trotz aller Vorkehrungen (Geschwindigkeitsbegrenzungen, Transportverbote usw.) hat es in der Vergangenheit stets Brände in Tunneln gegeben, bei denen teilweise große Schäden an den Bauwerken aufgetreten sind. Zwei Einflüsse spielen dabei eine entscheidende Rolle. Durch die hohen Brandeinwirkungen in Form der Fahrzeuge und/oder deren Ladung werden in der Umgebung des Brandherdes Temperaturen von 1000 °C oder mehr erreicht. Diese Temperaturen entwickeln sich innerhalb weniger Minuten, so dass die betroffenen Bauteile fast schockartig mit bis zu 200 K/min erwärmt wurden. Unter solchen Temperaturanstiegen neigen die Betonoberflächen zu explosionsartigen Abplatzungen, die je nach Branddauer, bis zu Tiefen von 30 cm den vorhandenen Querschnitt vollständig zerstören.

Im Winter 1984 brannte es z.B. über vier Tage im Summit Tunnel in England. Die Ursache war ein entgleister Güterzug, bei dem 13 Kesselwaagen mit Benzin in Brand

gerieten. Der durch Hitzeeinwirkung beschädigte Bereich erstreckte sich über eine Länge von ca. 60 m.

Zwölf Jahre später, 1996 brannte es in einer Röhre des rund 50 km langen Eurotunnels zwischen England und Frankreich. Die Tunnelröhre mit einem Durchmesser von 7,6 m ist aus 40 cm dicken Stahlbetontübbings hergestellt. Sie musste nach dem Brand auf einer Länge von fast 500 m saniert werden. Im Bereich der höchsten Temperaturen von ca. 1000 °C waren Abplatzungen bis zu 26 cm Tiefe aufgetreten.

In jüngster Vergangenheit löste ein mit Lackprodukten beladener Lastwagen im 6,4 km langen Tauerntunnel in Österreich ein intensives Feuer aus.

Die nach der "Neuen Österreichischen Tunnelbaumethode" errichtete Tunnelröhre mit einer im Gebirge verankerten Spritzbetonschale und einem 40 cm dicken innenliegenden Gewölbebeton, zeigte im "stark geschädigten" Bereich nahe dem Brandherd Betonabplatzungen bis zu 30 cm Tiefe. Am Brandherd selbst ist dabei ein Betonierabschnitt abgestürzt [98].

Eine Auflistung von Bränden in Tunneln in den letzten 50 Jahren ist in Tabelle 2-4 angeführt. Signifikant ist darin, dass die Zahl der Tunnelkatastrophen in den letzten Jahren stark angestiegen ist. Aufgrund dessen hat die Entwicklung von brandbeständigen Tunnelinnenschalenbetonen hohe Aktualität.

Tabelle 2-4: Daten über Brandfälle in Tunneln

Nr	Art des Tunneln	Jahr	Brandstelle	Wahrscheinliche Ursache	Tote/ Verletzte	Fahrzeug-schaden
1	Straßen-tunnel	1949	Holland-Tunnel, New York USA, Länge = 2,60 km	LKW-Brand (Schwefel-kohlenstoff)	toxische Symptome bei 66 Personen	10 LKWs 13 PKWs
2	Autobahn	1968	Autobahntunnel Hamburg-Moorfleet Deutschland, Länge = 0,243 km	LKW-Brand (14 t Polyäthylen) blockierende Bremsen	keine	1 LKW-Anhänger
3	Eisenbahn-Fernstrecken-tunnel	1971	Tunnel bei Vranduk Mittel-Jugoslawien	technischer Defekt an der Diesellokomotive	34 Tote 120 Verl.	unbekannt
4	Eisenbahn-Fernstrecken-tunnel	1972	Hokuriku-Tunnel Japan, Länge = 14 km	Spoisowagon	30 Tote 700 Verl.	unbekannt
5	Straßen-tunnel	1975	Guadarrama-Tunnel bei Madrid, Spanien, Länge = 3,345 km	LKW-Brand	keine	1 LKW
6	Straßen-tunnel	1978	Volso-Tunnel Niederlande, Länge = 0,768 km	Zusammenstoß	5 Tote 5 Verletzte	2 LKWs 4 PKWs
7	Straßen-tunnel	1979	Nihonzaka-Tunnel Japan, Länge = 2,045 km	Zusammenstoß mehrerer PKW und LKW (Äther)	7 Tote 2 Verl.	186 PKWs
8	Straßen-tunnel	1982	Caldecot-Tunnel Oakland, Calif., USA	Zusammenstoß, Brand eines Tankwagens 33000 l Brennstoff	7 Tote 2 Verl.	2 LKWs 4 PKWs 1 Bus
9	Straßen-tunnel	1984	Gothard-Tunnel Schweiz, Länge = 16,321 km	LKW-Brand, Kunststoffrollen	keine	1 LKW
10	Straßen-tunnel	1984	Falbertauern-Tunnel, Österreich, Länge = 5,130 km	Busbrand, blockierende Bremsen	unbekannt	1 Bus
11	U-Bahnhof	1987	U-Bahnstation Kings-Cross, London	weggeworfenes Streichholz	31 Tote 150 Verl.	unbekannt
12	Straßen-tunnel	1995	Pfänder-Tunnel Österreich Länge = 6,7 km	Zusammenstoß, PKW-Brand	4 Tote	4 PKWs
13	Straßen-tunnel	1999	Palermo Italien	LKW-Brand (Tankwagen)	5 Tote	1 LKW 19 PKWs
14	Eisenbahn-Fernstrecken-tunnel	1996	EURO-Tunnel, Länge = 52,0 km	Brandstiftung?	2 Verl.	1 Shuttle-Zug
15	Straßen-tunnel	1999	Montblanc-Tunnel Frankreich Länge = 11,6 km	LKW-Brand (Margarino)	41 Tote	1 LKW 40 PKWs
16	Straßen-tunnel	1999	Tauern-Tunnel Österreich Länge = 6,4 km	Zusammenstoß, LKW-Brand (Lack)	12 Tote	1 LKW 24 PKWs
17	Standseil-bahntunnel	2000	Kitzstolnhorn Österreich, Länge = 3,2 km	unbekannt	155 Tote	1 Shuttle-Zug

## 2.7 Spritzbetone

Spritzbeton wird bei der Instandsetzung sowohl als Betonersatz zur Reprofilierung als auch großflächig zur Erhöhung der Betondeckung sowie zu Verstärkungsmaßnahmen eingesetzt.

Hauptanwendung für Spritzbeton in der Instandsetzung ist der großflächige Betonersatz oder die großflächige Ergänzung von Beton. Ziel kann dabei sowohl die Wiederherstellung oder Erhöhung der Betondeckung wie auch ein Ersatz des durch Schadstoffe belasteten Betons im Bereich der Betondeckung sein. So kann Spritzbeton insbesondere auch beim Ersatz von durch Chloride oder Brandgase geschädigten Konstruktionsbeton eingesetzt.

Verstärkungsmaßnahmen zur statisch konstruktiven Ertüchtigung von Tunnelinnenschalen erfuhren in den vergangenen Jahren eine vielfältige Entwicklung. Dazu gehört sicherlich der Einsatz von Stahl- und PP-Fasern als auch die Entwicklung verschiedener Spritzmobile und Spritzrobotern.

Für die Wiederherstellung von geschädigten Tunnelanlagen ist das Spritzbetonverfahren das mit Abstand geeignetste und gebräuchlichste

Bauverfahren. Somit kann die Verstärkung von Bauteilen als weiteres Hauptanwendungsgebiet von Spritzbeton angesehen werden. Dabei sind folgende Verstärkungsziele möglich:

- Querschnittergänzung von Beton (Verstärkung der Druckzone)
- Querschnittsergänzung mit Verstärkung der Bewehrung (Verstärkung der Zugzone)
- Einspritzen von zusätzlicher Bewehrung in zuvor geschlitzten Beton (Verstärkung der Zugzone)
- Verstärken des Verschleißwiderstandes (z.B. Erhöhung der Schlagzähigkeit) von Betonoberflächen (Verstärken mit Stahlfaserspritzbeton)
- Erhöhung des Brandwiderstandes

Die Funktionsfähigkeit der Querschnittsergänzung hängt wesentlich vom Erreichen eines ausreichenden vollflächigen Haftverbundes ab. Dieser wird i.A. durch Vorbereitung des Untergrunds durch Strahlen mit trockenem oder feuchtem Strahlmittel oder Hochdruckwasserstrahlen oder im Einzelfall durch einen flächigen Verbund über Haftbrücken erreicht. Auch einzelne Verbundelemente, wie Anker oder Dübel in Bohrlöchern können erforderlich werden. Zur Sicherung der ergänzenden Tragwirkung durch den neuen Beton ist neben dem Haftverbund zwischen Alt- und Neubeton (siehe Abbildung 2-7) ein ausreichender Verbund des Spritzbetons zur eingespritzten Bewehrung erforderlich.

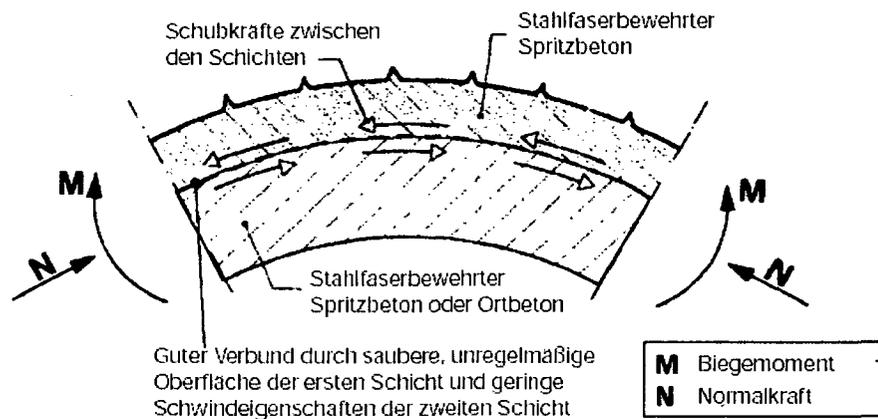


Abbildung 2-7: Schnittgrößen in der Anschlussfuge

Die neueste Verstärkungstechnik erfolgt durch in den Altbeton mittels Hochdruckwasserstrahlen hergestellter Schlitze, in die zusätzliche Bewehrung verlegt und anschließend mit Spritzbeton kraftschlüssig verfüllt wird. Die Verstärkung von Betonbauteilen ist eine örtliche oder eine die Gesamtkonstruktion betreffende konstruktive Maßnahme. Durch Querschnittsergänzung oder durch eine Änderung des Tragsystems wird die Gebrauchstauglichkeit wieder hergestellt oder gesteigert. Eine Verstärkungsmaßnahme erfordert einen statischen Nachweis des Gesamtbauteils.

Brandversuche zu diesem Thema wurden in [111] veröffentlicht. Hierbei wurden Gewölbeausschnitte mit Spritzbeton bespritzt und anschließend mit der ETK-Kurve beflammt. Es kam dabei zu Abplatzungen bis in Tiefen von 4 cm. Eine weitere aktuelle Literturstelle wird direkt im Kapitel 10 zitiert, da diese als Vergleich zu den durchgeführten Untersuchungen dient.

## **3 KONZEPT**

### **3.1 Aufgabenstellung**

Die Entwicklungen in der Betonforschung hat bis heute eine Fülle von wertvollen Hinweisen zur Klärung der Frage geliefert, was einem Konstruktionsbeton auf Basis eines Portlandzements bei einer zeitlich festgelegten thermischen Beanspruchung hinsichtlich Abplatzungen und seiner verbleibenden Festigkeit (Restfestigkeit) widerfährt. Das in der Tat das Festigkeitsverhalten von Betonen nicht nur auf einer irgendwie einfach aus den Festigkeitsdaten der einzelnen Bestandteile zusammensetzenden Funktion des Gesamtbaustoffes beruht, wurde bereits in [4] berichtet.

Es soll in dieser Arbeit experimentell gezeigt werden, dass sich die Zugabe von verschiedenen Fasern mit unterschiedlichen Dimensionen auf das Abplatzen und das Festigkeitsverhalten unter Temperaturbeanspruchung bei Hochleistungsbetonen im Vergleich zu faserlosen Hochleistungsbetonen positiv auswirkt. Weiters soll anhand von Großversuchen nachgewiesen werden, dass neu entwickelte Betontechnologien für Hochleistungsbetone eine deutliche Verbesserung der Brandbeständigkeit ermöglichen

### **3.2 Methode**

Um die Problematik des Abplatzverhaltens bei Hochleistungsbetonen aufzuzeigen, wird zuerst auf die Phänomene des Abplatzens detailliert eingegangen. Ausgehend davon wird eine Möglichkeiten zur Verbesserung des Abplatzverhaltens von Betonen vorgestellt, die auch durch eine brauchbare Theorie gestützt werden soll. Diese Methode wird an 5 verschiedenen Hochleistungsbetonen untersucht. Beginnend bei UHPC, jener Betonsorte mit den höchsten Festigkeiten und auch der exklusivste Vertreter der Hochleistungsbetone, über HPC, SCC, Tunnelinnenschalenbeton und Spritzbeton werden umfangreiche Abplatz- und Temperaturversuche durchgeführt. Hierbei werden Variationen und Kombinationen (Fasercocktails) in puncto Quantitäten und Dimensionen von Polypropylenfasern und Stahlfasern anhand von Laborversuchen untersucht. Die Entwicklung der verschiedenen Betonrezepturen für die jeweiligen Betonsorten erfolgte anhand umfassender Klein- und Großversuche. Die Ergebnisse dieser Versuche werden als gegeben angesehen und sind daher hier nicht näher dokumentiert.

Als Brandbelastung wird für den UHPC die Einheitstemperaturkurve nach ISO 834 verwendet. Für HPC, SCC, Spritzbeton und Tunnelinnenschalenbeton werden, im Hinblick auf deren Verwendung in unterirdischen Verkehrsanlagen, Hochtemperaturkurven verwendet, deren Aufheizgeschwindigkeiten und Maximaltemperaturen makant über der ETK zu liegen kommen.

### **3.3 Ziel**

Ziel der vorliegenden Arbeit ist es, vorweg die Wirkungsweise von Polypropylenfasern und/oder Stahlfasern bei Konstruktionsbetonen auf das Abplatzverhalten aufgrund von Untersuchungen zu deuten bzw. zu erklären. Im zweiten Teil der Arbeit werden die Ergebnisse und praktischen Erkenntnisse aus den Laborversuchen bei den 5 unterschiedlichen Hochleistungsbetonen in Bezug auf das Abplatzen und des Festigkeitsverhalten dokumentiert. Zudem sollen ein optimaler Fasergehalt ermittelt werden und Temperaturkurven in unterschiedlichen Tiefen

angegeben werden. Abschließend, im dritten Teil, werden dazu durchgeführte maßstabsgetreue Großbrandversuche vorgestellt, welche nach den Erkenntnissen aus dem Labor hergestellt worden sind, und deren Resultate mit jenen aus den Laborversuchen verglichen werden.

Abschließend werden Konstruktionsregeln angegeben, die bei der Herstellung und dem Einsatz von brandbeständigen Betonen zu beachten sind. Die Arbeit soll dem Planer bzw. Konstrukteur eine Grundlage geben, worauf bei brandbeständigen Konstruktionsbetonen (keine Feuerbetone) zu achten ist und welche Schäden ein Brand bei Beton entstehen lässt.

## 4 PHÄNOMENE DES BETONABPLATZENS

### 4.1 Arten von Betonabplatzungen

Es kann primär zwischen vier Arten von Abplatzungen unterschieden werden:

1. Zuschlagstoff – Abplatzungen (Aggregate Spalling)
2. Abfallen von Betonschichten (Sloughing off)
3. Soft-Spalling bei Spritzbeton
4. Explosionsartige Abplatzungen (Explosive Spalling)

#### Ad 1) Zuschlagstoff – Abplatzungen (Aggregate Spalling)

Hierunter wird das Zerplatzen oder Zersplittern von Zuschlägen infolge physikalischer und/oder chemischer Veränderungen unter hohen Temperaturen verstanden. Physikalische Veränderungen sind zum Beispiel Volumenveränderungen, die bei Phasenübergängen (Kristallbildungen etc.) auftreten. Bei chemischen Veränderungen wird meistens Wasser freigesetzt, das bei hohen Temperaturen entsteht und plötzlich entweichen muss. Diese Reaktionen führen in allen Fällen – auch dann, wenn keine mit bloßem Auge feststellbaren Abplatzungen auftreten – zu Gefügelockerungen, das heißt, zu einer Zermürbung der Zuschläge und damit des Betons. Abbildung 4-1 zeigt so eine durch den Zuschlagstoff bedingte Abplatzung.

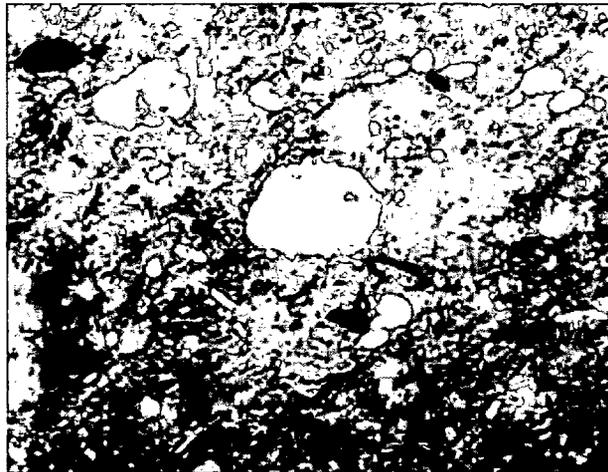


Abbildung 4-1: Zuschlagstoff - Abplatzung

#### Ad 2) Abfallen von Betonschichten (Sloughing off)

Hierunter wird das Abfallen von kleineren oder größeren Betonschichten oder –teilen nach längerer Brandbeanspruchung verstanden, das durch Zermürbung, Temperaturspannungen und Rissbildungen infolge der Brandbeanspruchung beeinflusst wird und besonders bei zunehmenden Verformungen auftritt. Die Ursachen für das Abfallen von Betonschichten sind u.a.:

- Eigenspannungen infolge unterschiedlicher Dehnungen bei ungleichmäßiger Temperaturverteilung über einen Querschnitt

- Zwängungsspannungen infolge geometrischer Inkompatibilitäten oder unterschiedlicher Dehnung zwischen Beton und Bewehrungsstäben
- Bauteilverformungen sowie
- die Zermürbung des Betons infolge physikalischer und chemischer Veränderungen.

In Abbildung 4-2 ist eine abgefallene Betonscholle dargestellt.

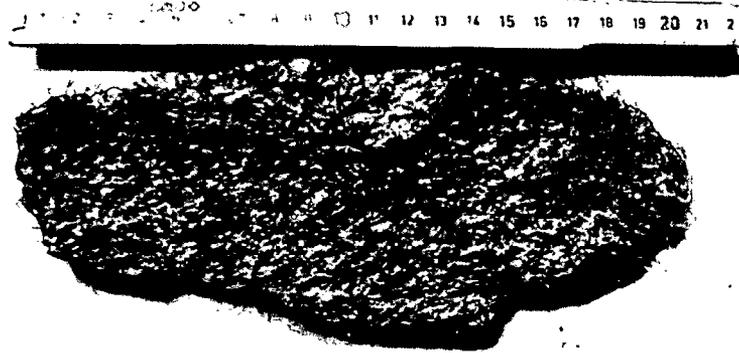


Abbildung 4-2: Abgefallene Betonscholle

### Ad 3) Soft-Spalling bei Spritzbeton

Prinzipiell handelt es sich dabei um einen Spezialfall von Punkt 2. Diese Art der thermischen Betonschädigung tritt primär bei Spritzbeton dann auf, wenn im Betongefüge markante Permeabilitätsänderungen vorhanden sind. Der Wasserdampf strömt/diffundiert durch die Zone mit geringerer Permeabilität hindurch und staut(kondensiert) an der Grenzfläche zur dichteren Zone auf. Da dieser Grenzflächenbereich i.d.R. auch eine geringere Zugfestigkeit aufweist, kommt es hier bevorzugt zum Abfallen der thermisch beanspruchten Betonschichte.

Solche Unstetigkeiten im Spritzbetonquerschnitt können sich aufgrund von Unregelmäßigkeiten im Spritzverlauf (längere Spritzpause bzw. anderer Betonstruktur infolge Änderung des Wassergehaltes während des Spritzens) ergeben. In Abbildung 4-3 ist eine große Betonscholle erkenntlich, die bei einem Tunnelbrand sich im Ganzen aus der Schale löste und erst beim Auftreffen auf den Boden zerfiel (siehe dazu auch Kapitel 11.2).



Abbildung 4-3: Im Ganzen herabgefallene Betonscholle  
(geordnete Position der Bruchstücke)

#### Ad 4) Explosionsartige Abplatzungen (Explosive Spalling)

Diese Form stellt die gefährlichste Art der Abplatzungen dar und ist auch die am häufigsten anzutreffen. Es wird daher im folgenden Kapitel 4.2 näher darauf eingegangen.

Abbildung 4-4 zeigt den Moment des Auftretens einer explosionsartigen Abplatzung während eines Brandes.



Abbildung 4-4: Explosionsartige Abplatzung

## **4.2 Explosive Abplatzungen**

### **4.2.1 Thermische Prozesse**

Durch die Brandeinwirkung werden im Inneren eines Betonbauteils thermische Prozesse ausgelöst, die bei feuchter ( $w > 2\%$ ) und homogener oder dichter Betonmatrix zu Gefügeschädigungen an der beflamten Betonoberfläche bis hin zu explosionsartigen Abplatzungen führen können. Nach einer Arbeit von *Meyer-Ottens* [20] ist bei Normalbetonen das Abplatzen nicht zu erwarten, wenn deren Feuchtegehalt weniger als ca. 2,5 Gew.-% beträgt. Für die Brandbelastung wurde in seiner Untersuchung die ETK zugrunde gelegt. Dieser Wert ist aber bei den meisten Tunnelbetonkonstruktionen nicht eingehalten. Bei Tunnelinnenschalenbeton ergab

eine Untersuchung an bestehenden Tunneln, dass dieser Wert meist nicht eingehalten wird, d.h. im Falle eines Brandes sind Abplatzungen zu erwarten (siehe Abbildung 4-5) [64].

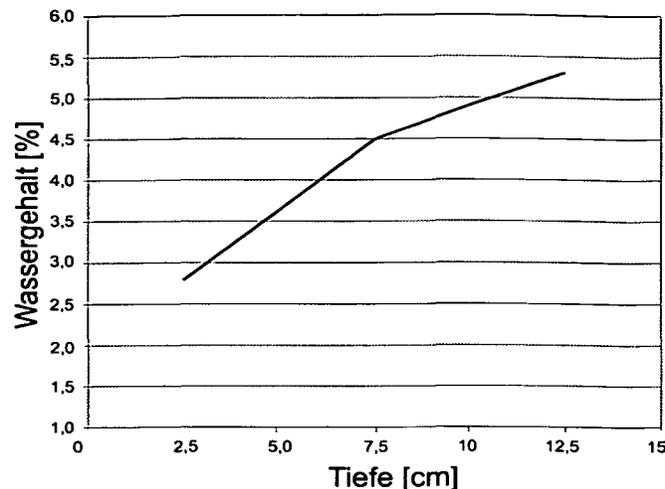


Abbildung 4-5: Wassergehalt bei Tunnelinnenschalenbeton [64]

Aufgrund der Vielzahl der Faktoren (siehe unten), die teilweise synergetische Effekte bewirken, ist es äußerst schwierig, bei Bränden zielsichere Aussagen über Eintrittswahrscheinlichkeit, Größe und Ausmaß von Abplatzungen zu machen. Es ist deshalb erforderlich, die Betone so herzustellen, dass aufgrund vorliegender Erfahrungen das Abplatzverhalten im Falle eines Brandes auszuschließen ist. Diesbezüglich wird derzeit im Allgemeinen der Einsatz von PP-Fasern in Betonen empfohlen. Der Einsatz von PP-Fasern wird in Kapitel 5.2 dokumentiert.

Weiters ist die Herstellung solcher Fasern ebenfalls patentiert [25].

In diesem Zusammenhang ist es vorweg wichtig zu wissen, dass das Verfahren der Zugabe von Fasern (z.B. PP-Fasern) in Beton zur Verhinderung von Abplatzungen in Deutschland und Europa patentiert ist [24].

Untersuchungen haben ergeben, dass die Entstehung von Abplatzungen bei Betonbauteilen u.a. von folgenden Faktoren abhängt:

- Aufheizgeschwindigkeit; [33], [43]
- Betontemperatur; [33], [57], [54], [58]
- Feuchtegehalt des Betons; [33], [44], [46], [59], [60]
- Festigkeit des Betons; [59], [60], [57]
- Porenvolumen und mittlere Porengröße; [44], [23]
- Porendruck (ergibt sich aus den vorgenannten Parameter); [39], [40], [20], [44], [53]
- Druckspannungen im Bauteil; [61], [67]
- Mineralische und petrographische Zusammensetzung des Zuschlages; [45], [20], [41], [55]
- Zementart; [47], [49], [56]
- Bewehrungsanordnung; [40]
- Bauteilgeometrie; [59].

#### Berechnung des Gleichgewichtswasserhaltes

Zementbeton unterscheidet sich grundsätzlich von Baustoffen aus nicht hydraulischen Bindemitteln durch seine Fähigkeit, einen erheblichen Teil des bei der

Herstellung zugegebenen Wassers chemisch zu binden [21]. Dieses chemisch gebundene Wasser wird bei der Hydratation des Zementes zur Bildung des Zementsteins verwendet und kann daher weder austrocknen noch der verbleibenden Baufeuchte zugerechnet werden. Ein weiterer Teil des Wassers bleibt, in Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchte, physikalisch gebunden und kann erst durch Austrocknen bei 105°C zur Gänze entweichen.

Ein Beton, der bei Herstellung einen Anfangswassergehalt  $W_0$  aufweist, hat nach vollständiger Hydratation und nach Austrocknung bis zum Gleichgewichtszustand einen theoretischen Endwassergehalt  $W_E$ , der von der relativen Luftfeuchte abhängt und mit dieser veränderlich ist.

Nach Powers und Brownyard in [21] kann dieser Endwassergehalt bei 20 °C in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad und von der relativen Luftfeuchte stark vereinfacht wie folgt berechnet werden:

$$W_E = W_C + W_G + W_K = 0,24 \times H \times Z + 0,18 \times H \times Z \times X + Z \times Y(W_0/Z - 0,36H)$$

Darin bedeutet:

- $W_E$  Endwassergehalt
- $W_0$  Anfangswassergehalt
- $W_C$  Chemisch gebundenes Wasser (nicht verdampfbar, auch nach einer Trocknung bei 105 °C im Zementstein vorhanden, erst bei > 500 °C ausgetrieben)
- $W_G$  Gelwasser (durch Adsorption physikalisch gebunden, bei 105 °C verdampfbar)
- $W_K$  Kapillarwasser (in den größeren Kapillaren in Form von freiem Wasser enthalten)
- $Z$  Zementgehalt
- $H$  Hydratationsgrad
- $X$  Verhältnis zwischen Gelwassergehalt bei einer gegebenen Luftfeuchte und dem Gelwassergehalt einer gesättigten Probe
- $Y$  Verhältnis zwischen Kapillarwassergehalt bei einer gegebenen relativen Luftfeuchte und dem Kapillarwassergehalt einer gesättigten Probe

In Tabelle 4-1 sind die relativen Verhältnisse zwischen Gelwassergehalt und Gelwassermaximum bzw. Kapillarwassergehalt und kapillarwassermaximum bei einer gegebenen relativen Luftfeuchte angegeben.

Tabelle 4-1: Verhältnisse zwischen Gelwassergehalt bzw. Kapillarwassergehalt bei einer gegebenen relativen Luftfeuchte und dem Wert einer gesättigten Probe

Rel. Luftfeuchte	10%	40%	65%	75%	85%	90%	95%	100%
X	0,40	0,54	0,65	0,72	0,82	0,87	0,93	1,0
Y	0 <sup>1)</sup>	0 <sup>1)</sup>	0,05	0,12	0,23	0,32	0,46	1,0

1) Bei einer rel. Luftfeuchtigkeit von weniger als 40% enthält der Zementstein im Gleichgewichtszustand kein Kapillarwasser

Mit diesen Angaben lassen sich für konventionelle, vollständig hydratisierte Betonzusammensetzungen die in Abbildung 4-6 dargestellten theoretischen Zusammenhänge zwischen relativer Luftfeuchtigkeit und der durch Trocknen bei 105 °C verdampfenden Ausgleichsfeuchte ( $W_{GL}$ ) errechnen (Adsorptionsisotherme).

Theoretischer Zusammenhang zwischen Gleichgewichtswassergehalt und relativer Luftfeuchtigkeit

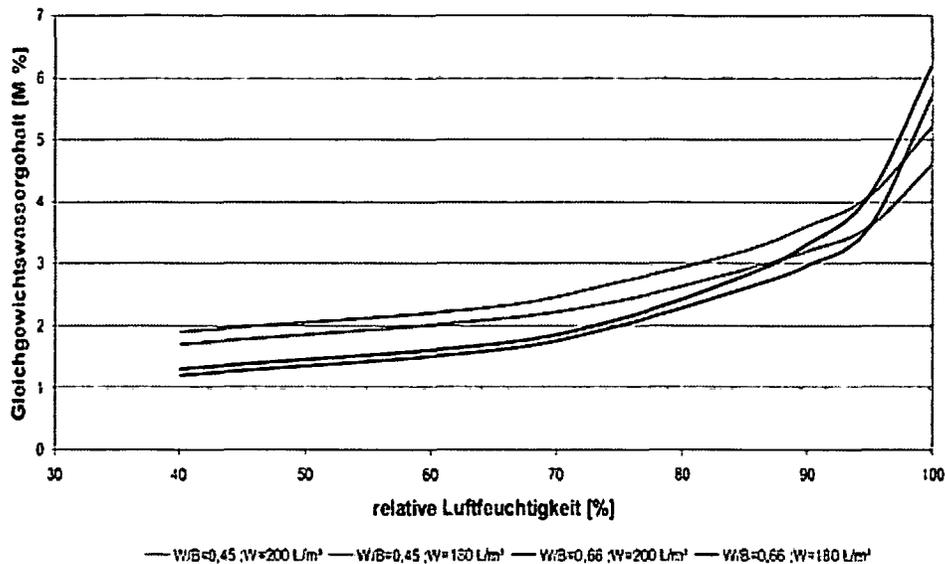


Abbildung 4-6: Theoretischer Zusammenhang zwischen relativer Luftfeuchte und der durch Trocknen bei 105°C verdampfenden Ausgleichsfeuchte ( $W_{GL}$ ) von vollständig hydratisiertem Beton

Eine Aussage über Abplatzgefährdung von Betonen a priori zu fällen ist praktisch unmöglich. Unter Umständen ist bei entsprechender Erfahrung eine Aussage möglich, wenn die Betonzusammensetzung, Brandlast und der Gleichgewichtswassergehalt vom brandbeanspruchten Beton bekannt ist. Der Gleichgewichtswassergehalt ist in Abbildung 4-6 dargestellt. Geht man davon aus, dass die Aussage von Meyer-Ottens entspricht, so ist der Rückschluss zulässig, dass für Normalbetone ohne PP-Fasern bis zu einer vorherrschenden mittleren relativen Luftfeuchtigkeit von max. 75 % mit keinen Abplatzungen zu rechnen ist (siehe Abbildung 4-6). Dies wird meist bei konventionell genutzten Hochbauten eingehalten. Die Aussage von Meyer-Ottens gilt nur für Normalbetone, welche nach ETK geprüft wurden.

Die Hauptursachen der explosionsartigen Abplatzungen lassen sich nach heutigen Erkenntnissen auf thermomechanische und thermohydraulische Prozesse zurückzuführen, welche wie folgt zu erklären sind.

#### 4.2.1.1 Thermomechanische Prozesse

##### 4.2.1.1.1 *Thermische Spannungen*

Die durch die Erwärmung des Betonkörpers entstehenden thermischen Dehnungen führen zu Druckspannungen parallel zur beheizten Oberfläche und zu Zugspannungen senkrecht zur beheizten Oberfläche, welche bei Überschreitung der Betonfestigkeit, zu Rissen führen können.

Der Wasserdampfdruck im Inneren des Betons spielt bei der Entstehung dieser Art von Rissen keine Rolle. Er beeinflusst allerdings die Instabilität der äußeren Schicht infolge zusätzlich gespeicherter thermischer Energie [39], [40], [33].

#### 4.2.1.1.2 Dehnungsunverträglichkeiten zwischen Zuschlag und Zementstein

Bei Erwärmung des Betonkörpers treten lokale Dehnungsunverträglichkeiten zwischen Zuschlag und Zementstein auf, die zu Gefügespannungen in den Übergangszonen führen können (siehe Abbildung 4-7). Während sich der Zuschlag mit steigender Temperatur ausdehnt ( $\alpha_T = 5 \cdot 10^{-6} /K$  bis  $12 \cdot 10^{-6} /K$  je nach Zuschlagsart), schrumpft der Zementstein, nach einer Anfangsdehnung ( $\alpha_T = 8 \cdot 10^{-6} /K$  bis  $23 \cdot 10^{-6} /K$  in Abhängigkeit des Feuchtigkeitsgehaltes), infolge Trocknung und der Dehydratation [33], [42].

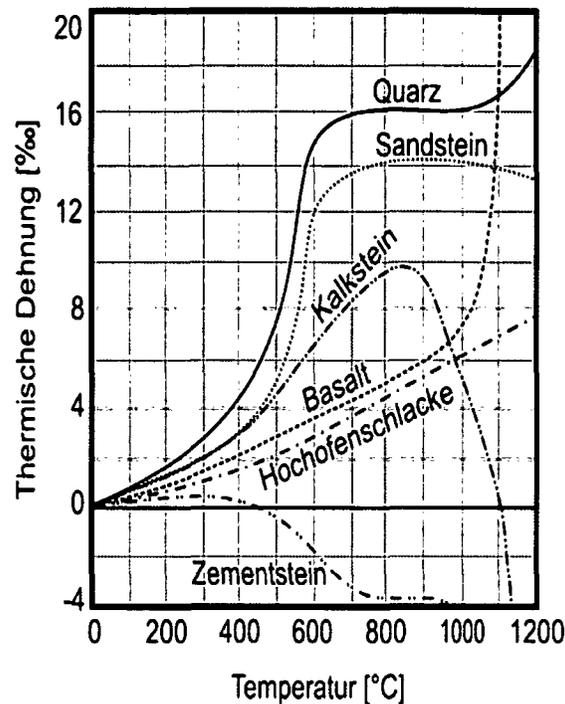


Abbildung 4-7: Thermische Dehnungen in Abhängigkeit von der Temperatur [19]

#### 4.2.1.1.3 Zuschlagsumwandlungen

Bei höheren Temperaturen treten bei verschiedenen Zuschlägen Entwässerungsreaktionen bzw. Mineralumwandlungen (z. B. Flint, Quarz) auf, welche die Abplatzercheinungen begünstigen. In karbonatischen Zuschlägen tritt die Entsäuerung des Kalksteins (s. Tabelle 4-2) in den Vordergrund. Ab 1200 bis 1300°C beginnen einige Komponenten des Betons zu schmelzen. Während des Schmelzens zeigen verschiedene Betonzuschläge, z.B. Ergussgesteine, wie bestimmte Basalte, Entgasungs- und Bläherscheinungen (siehe Tabelle 4-3, bei denen die während der Gesteinsbildung eingeschlossenen Gase frei werden [20], [41].

Tabelle 4-2: Umwandlungs- und Zersetzungsreaktionen von quarzitischem und kalzitischem Beton nach [22]

Temperaturbereich [°C]	Umwandlungs- oder Zersetzungsreaktion
30 - 120	Verdunstung bzw. Verdampfung von freiem und physikalisch gebundenem Wasser
100 - 300	Gelabbau, Dehydrationsbeginn
250 - 600	Abgabe des chemisch gebundenen Wassers
450 - 550	Zersetzung von Portlandit $\text{Ca(OH)}_2 \rightarrow \text{CaO} + \text{H}_2\text{O}$
573	Nur bei Quarz: Quarzumwandlung $\beta \rightarrow \alpha \text{SiO}_2$
600 - 700	Beginn der Zersetzung der CSH-Phasen; Bildung von $\beta\text{-C}_2\text{S}$
600 - 900	Nur bei Kalkstein: Entsäuerung $\text{CaCO}_3 \rightarrow \text{CaO} + \text{CO}_2$
1200 - 1300	Beginnen des Schmelzens von Zementstein
$\geq 1400$	Zementstein liegt als Schmelze vor

Tabelle 4-3: Zuschlagstoffe, die bei Temperaturbeanspruchung evtl. zerplatzen; [68]

	Zuschlagstoff-Art	Chemische Zusammensetzung	Ursachen für Abplatzungen	Temperaturbereich bei Abplatzungen °C
1	Sandsteine spezieller Zusammensetzung	$\text{SiO}_2$ mit Einschlüssen von Fe OOH	$\text{H}_2\text{O}$	260 - 350
2	Sandsteine spezieller Zusammensetzung	$\text{SiO}_2$ mit Einschlüssen von $\text{Fe}_2\text{O}_3$ , C u. $\text{CaCO}_3$	$\text{CO}$ , $\text{CO}_2$	$\geq 900$
3	Feuersteine	$\text{SiO}_2$ mit opalartig gebundenem Wasser, C und $\text{CaCO}_3$	$\text{H}_2\text{O}$ $\text{CO}$ , $\text{CO}_2$	$\geq 150$ $\geq 900$
4	Verwitterte Feldspäte	$\text{Al}_4 \text{OH}_8 \text{Si}_4 \text{O}_{10}$ (Kaolinit)	$\text{H}_2\text{O}$	390 - 450
5	Verwitterte Gneise	u.a. $\text{Al}_4 \text{OH}_8 \text{Si}_4 \text{O}_{10}$ (Kaolinit)	$\text{H}_2\text{O}$ Schichtung	390 - 450
6	Baryt	$\text{BaSO}_4$	$\text{SO}_2$	$\geq 1100$

#### 4.2.1.2 Thermohydraulische Prozesse

##### 4.2.1.2.1 *Feuchteströmungen und Porendrücke*

Die Vorgänge beim explosionsartigen Versagen von Betonen unter Brandeinwirkung stellen sich wie folgt dar (siehe Abbildung 4-8). Bei intensiver Wärmeeinwirkung auf die Betonoberfläche desorbiert als erstes das physikalisch gebundene Wasser und bis zu einem gewissen Ausmaß auch das in den Gelporen gebundene Wasser sowie Kristallwasser aus den Zuschlägen. Ein Teil des verdampfenden Wassers wird durch die Poren aus dem Beton entweichen. Der andere Teil des Wasserdampfs strömt in den Betonkörper hinein. Dieser Dampf gelangt dann in kältere Zonen, wobei sich aufgrund von Kondensationserscheinungen wieder Wasser bildet. In dieser Zone findet dann - abhängig von den oben genannten Faktoren - früher oder später eine Porensättigung statt. Sie stellt eine räumliche Barriere für die weitere Durchströmung des Querschnittes dar. Der sich bildende Wasserdampf kann nur noch in Richtung der heißen Zone abströmen. Solange der vorhandene Druck an der Verdampfungsfront kleiner ist als die Betonzugfestigkeit, findet eine laminare

Wasserdampfströmung im Beton statt. Wird dieser Zustand gestört, d.h. bei Überschreitung der Zugfestigkeit des Betons wird ein explosionsartiges Abplatzen des Betons möglich, wobei entweder schalenförmige Abplatzungen auftreten oder bei schlanken, zweiseitig beheizten Querschnitten der Beton in Gänze schlagartig explodiert. (siehe Abbildung 4-9) [23].

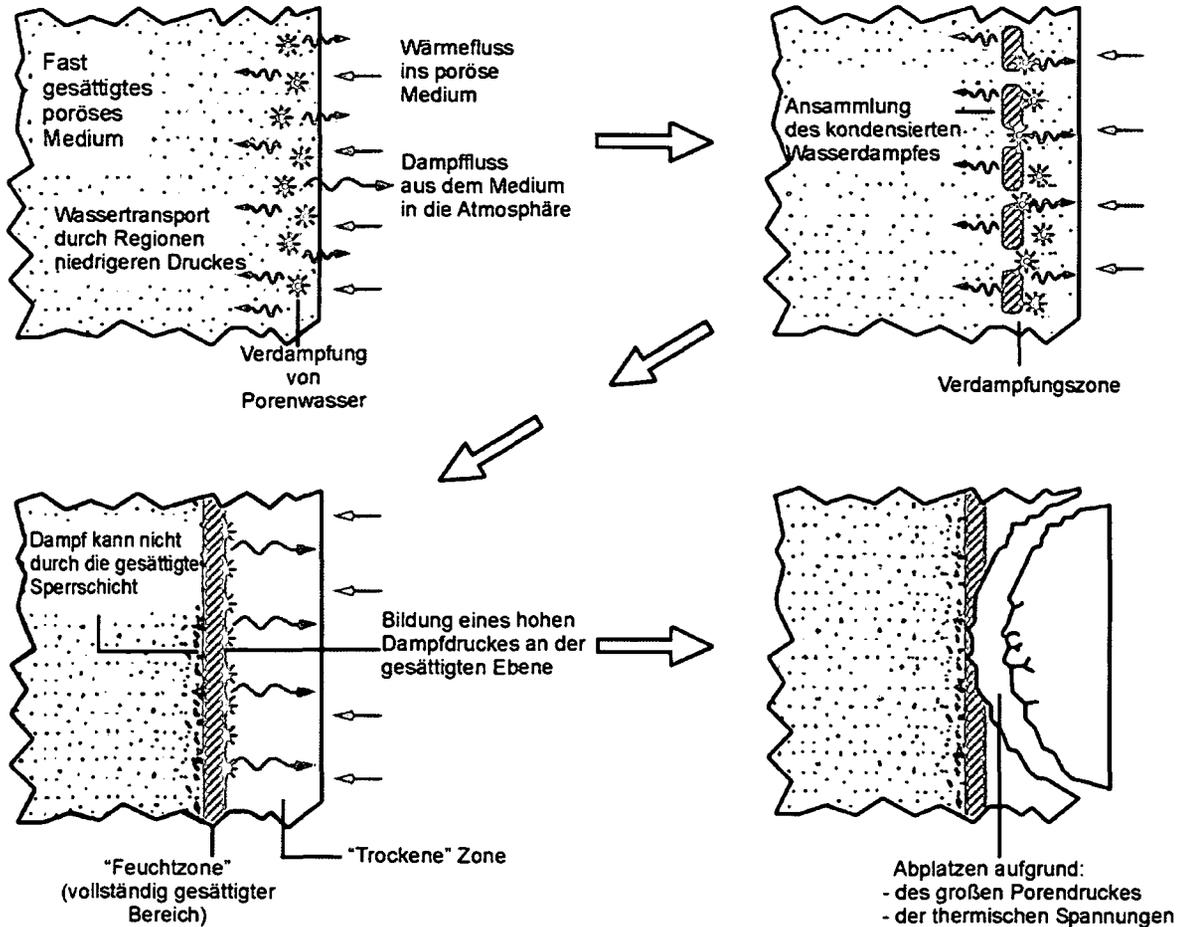


Abbildung 4-8: Schematische Darstellung der Entstehung von Abplatzungen [23]

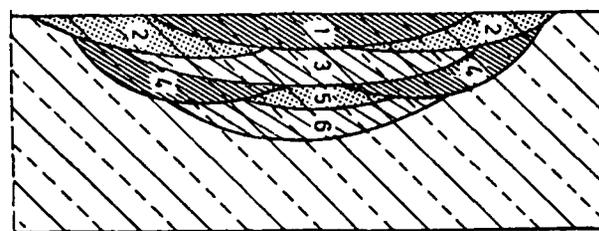


Abbildung 4-9: Abfolge bei Betonabplatzungen

Der Gesamtdruck in einer Pore ergibt sich aus der Summe der einzelnen Partialdrücke (**W**asser, **L**uft und evt. **F**aser).

$$P_{tot}(T) = P_W(T) + P_L(T) + [P_F(T)]$$

Wie aus Abbildung 4-10 ersichtlich ist, kann bei einer Aufheizung auf ca. 150 °C, also relativ kurz nach Beginn eines Brandes, durch den sich bildenden Dampfdruck  $P_W(T)$  die Zugfestigkeit von Normalbeton erreicht werden. Bei 300 °C, können im Beton theoretisch Zugspannungen von 8 N/mm<sup>2</sup> (Zugfestigkeit bei UHPC) entstehen,

die sich bei einer weiteren Steigerung der Temperatur auf 350 °C noch verdoppeln können.

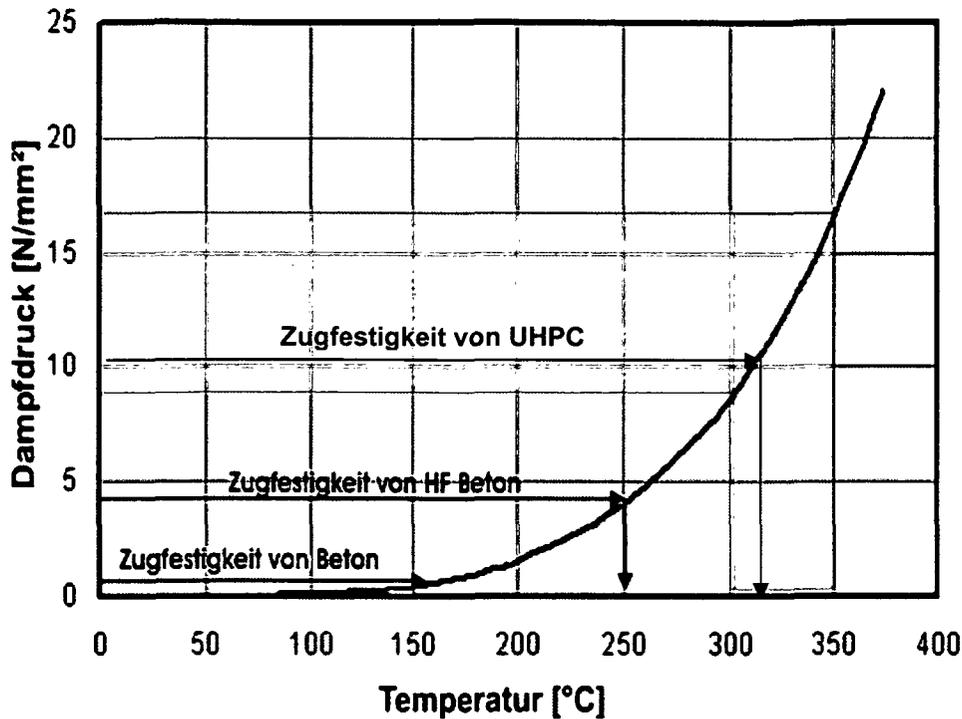
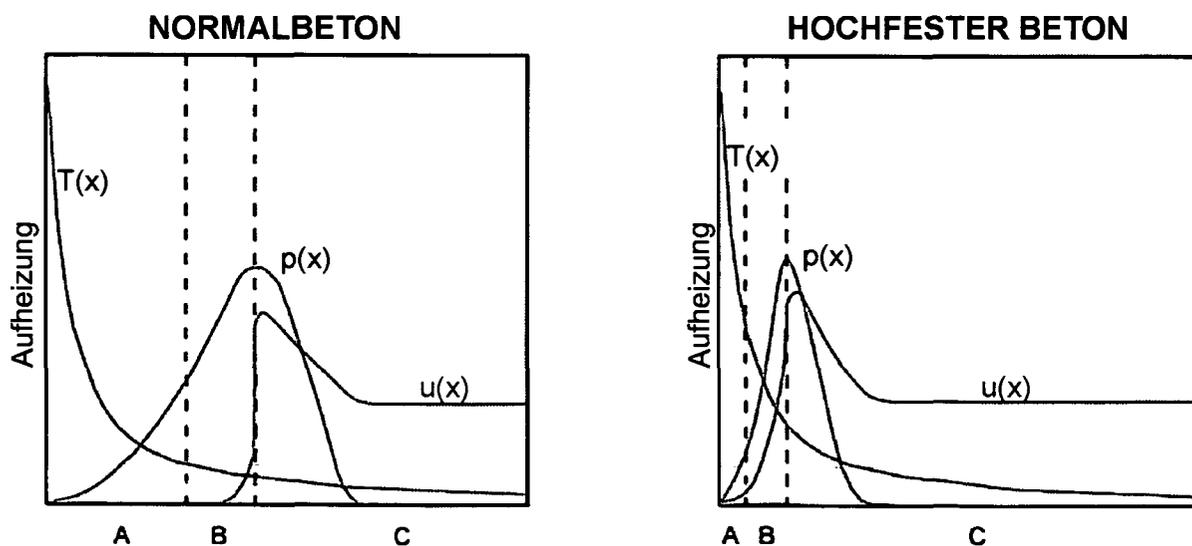


Abbildung 4-10: Dampfdruck – Kurve

Bei Hochleistungsbetonen kommt aufgrund des dichteren Betongefüges die gesättigte Zone näher an der beflamnten Oberfläche zu liegen. Dies führt zu einem schnelleren Aufheizen des Wasserpfropfens und zu einem schnelleren Anstieg des Dampfdrucks (siehe Abbildung 4-11, Lage des Schnittpunkt der Linie  $T(x)$  mit der Linie  $B$ ), d.h. die Möglichkeit des Auftretens explosionsartiger Abplatzungen ist bei diesem Beton besonders groß. Dies gilt auch für hochfeste Betone mit besonders geringem  $w/b$ -Werten, z.B. unter 0,20. Entscheidend ist also neben dem absoluten Wassergehalt im Beton auch die Dichtigkeit (Permeabilität) des Betons.



A: Trockene Zone; B: Gesättigte Zone; C: Feuchte Zone

$T(x)$ : Temperatur;  $p(x)$ : Dampfdruck;  $u(x)$ : Feuchtigkeit

Abbildung 4-11: Unterschied zwischen Normalbeton und Hochleistungsbeton

Um das Abplatzen der Betondeckung bei anfänglich hohen Temperaturanstiegen zu verhindern, ist es wie bereits vorher erwähnt notwendig, den Feuchtegehalt im Beton zu reduzieren oder eine hinreichende Mikrostruktur derart zu schaffen, damit der Wasserdampf rechtzeitig entweichen kann, bevor der Dampfdruck sich der Zugfestigkeit des Betons nähert. Dazu müssen zusätzliche Poren bzw. Risse, die z.B. durch die Temperatureinwirkungen selbst erst im Brandfall entstehen, erzeugt werden.

#### 4.2.2 Auswirkungen explosionsartiger Abplatzungen

Infolge explosionsartiger Abplatzungen können folgende Fälle von Bauteilversagen unterschieden werden:

1. Durch explosionsartige Abplatzungen wird die für die Standsicherheit wesentliche Bewehrung über einen Teilbereich freigelegt; infolge der schnelleren Erwärmung der Stahlquerschnitte können dann Tragfähigkeit und Raumabschluss verloren gehen (siehe Abbildung 4-12).
2. Durch explosionsartige Abplatzungen wird der tragende Betonquerschnitt stark reduziert, dass die ihm zugeordneten Kräfte nicht mehr übertragen werden können; Tragfähigkeit und Raumabschluss können dann ebenfalls verloren gehen.
3. Durch explosionsartige Abplatzungen entstehen in raumabschießenden Bauteilen Löcher, die Tragfähigkeit bleibt jedoch erhalten. Im Sinne von ÖNorm B 3800 liegt dann ebenfalls Bauteilversagen vor, da sich das Feuer durch solche Löcher weiter ausbreiten kann.



Abbildung 4-12: Vergleich zweier Betone ohne und mit PP-Fasern [31]

#### 4.2.3 Aussagen anderer Autoren

Für die Entstehung von explosionsartigen Abplatzungen sind nach [33] zwei Hauptursachen verantwortlich:

- Die wichtigste Ursache für explosionsartige Abplatzungen sind Dampfdrücke und daraus resultierende Zugspannungen, die beim Ausströmen von Wasserdampf durch Reibung an den Porenwandungen im temperaturbeanspruchten Beton entstehen [54].

- Die zweitwichtigste Ursache für explosionsartige Abplatzungen sind äußere Druckspannungen sowie Temperatur-, Eigen- und Zwängungsspannungen, die im Brandfall immer entstehen. Die damit im Zusammenhang stehende plötzliche Bildung von Rissflächen beeinflusst das Auftreten von Abplatzungen wesentlich. Diese Spannungen und Rissflächenbildungen allein sind im Normalfall jedoch nicht in der Lage, explosionsartige Abplatzungen zu erzeugen.

### 4.3 Abplatzzeitpunkt

Es hat sich in den Versuchen gezeigt, dass das Auftreten der ersten explosiven Abplatzung(en) bei allen Betonen unter Verwendung einer Aufheizung mit  $\geq 150$  K/min nach  $2\frac{1}{2}$  - 3 min vollzog. Was sich aber verschiedenen Betonarten gezeigt hat, sind unterschiedliche Dimensionen bei den Abplatzschollen, im Speziellen deren Dicke. Bei Normalbetonen bzw. Tunnelinnenschalenbetonen waren die Dicken größer als bei HPC bzw. UHPC. Die Abplatztiefe bei den faserlosen Betonen hängt somit von der Festigkeit des Betons ab.

#### Normalbeton:

Bei diesen Betonen bildeten sich Schollen unterschiedlicher Größe mit einer Dicke von ca. 1,0 cm. Vergleicht man die gemessenen Temperaturen der Probekörper in ca. 1,0 cm Tiefe nach 3 min. so ergab sich eine mittlere Temperatur von ca. 150 °C, d.h. relativ kurz nach der Sublimation des Kapillarwassers.

#### Hochfester Beton:

Hier waren die Schollen kleiner als bei obigen Betonen. Besonders leicht konnte man hier die Schollengröße bei faserbewehrten Proben feststellen, weil einige dieser Schollen noch eine gewisse Zeit (ca. 10 min) aufgrund die Stahlfasern am Probekörper angehängt blieben. Die Dicke dieser Schollen lag bei ca. 0,5 cm, d.h. bei einer Temperatur von ca. 230 - 250 °C waren diese abgeplatzt.

#### Ultrahochfester Beton:

Dabei ist zu unterscheiden zwischen stahlfaserbewehrten- und unbewehrten UHPC. Beim unbewehrten UHPC werden nicht Schollen abgesprengt, sondern der Abplatzvorgang vollzieht sich als quasi "Absanden" bzw. "Abrieseln" der Betonoberfläche. Welche Kräfte dabei wirksam werden, wird einem klar, wenn man die dabei entstehenden Abplatzgeräusche hört.

Bei stahlfaserbewehrten UHPC werden hingegen kegelartige Betonteile herausgelöst, sodass die Oberfläche einer Kraterlandschaft ähnelt. Die Größe dieser abgeplatzten Betonteile ist abhängig von Stahlfasergehalt. Unter einem Gehalt von 200 kg/m<sup>3</sup> sind diese größer (siehe Abbildung 6-17), darüber sind diese Teile kleiner (siehe Abbildung 6-19). Die oberflächennahe Temperatur zum ersten Abplatzzeitpunkt lässt sich mit ca. 300 – 350 °C beziffern. Diese Temperatur ist aufgrund von Nachweisen (siehe Kapitel 6.3) bestätigt.

## 5 OPTIMIERUNG DER BETONSTRUKTUR IM HINBLICK AUF DAS ABPLATZVERHALTEN

### 5.1 Grundsätzliche Überlegungen

Eine wirksame Reduzierung von explosiven Abplatzungen bei Betonen kann durch ein Porensystem erreicht werden, dass zu einem ausreichenden Abbau des hohen Dampfdrucks führt, der sich bei der Sublimation von Wasser bildet. Dies ist durch Zugabe von Fasern aus Kunststoff, z.B. aus Polypropylen, die einerseits bei Brandangriff (ca. 160 °C) schmelzen und durchgängige Mikroporen bzw. Risssysteme bilden und andererseits eine poröse Übergangszone - zwischen Matrix und Fasern - bilden, durch die der entstehende Dampf frühzeitig abströmen kann, zu erreichen.

Infolgedessen sind Poren bzw. Fasern mit bestimmten Durchmessern, Längen und Verteilungen erforderlich, um den Wasserdampf ableiten zu können und dadurch die Entstehung von Zugspannungen zu begrenzen. Der Feuchtetransport im Beton lässt sich unter dem vorliegenden Temperaturbedingungen näherungsweise aus dem Gesetz nach Hagen-Poiseuille (siehe Gleichung 5-1) berechnen. Aus Tabelle 5-1 wird ersichtlich, dass der Vorteil der kurzen Diffusionswege im Porensystem mit dem geringeren Durchmesser, durch den Nachteil des niedrigeren Substanztransportes pro Zeiteinheit neutralisiert wird [34].

$$J = \frac{V}{t} = \frac{\pi \cdot r^4 \cdot \Delta p}{8 \cdot \eta \cdot l}$$

J	Flüssigkeitsstrom	$\Delta p$	Druckdifferenz
V	Flüssigkeitsmenge	t	Zeit
l	Porenlänge	$\eta$	Dyn. Viskosität
r	Porenradius		

Gleichung 5-1: Gesetz von Hagen-Poiseuille;

Tabelle 5-1: Porensystem im Beton entstanden durch Zugabe von Fasern;

Faserdurchmesser, $\mu\text{m}$	12	100
Faserrohddichte, $\text{kg}/\text{dm}^3$	1	1
Abstand zwischen den Zementleimschichten und den Fasern, $\mu\text{m}$	118	1049
Max. Diffusionsweg in der Zementschicht, $\mu\text{m}$	59	525
Querschnittsfläche für die Wasserdampfströmung, $\text{cm}^2$	667,3	70,5
Fläche der freien Ausgänge, $\text{cm}^2$	4	3,54

Optimale Porenquerschnitte resultieren in Abhängigkeit von den Ausgangsstoffen und der Mischung aus zwei entgegenwirkenden Faktoren. Zum Einen aus dem Strömungsweg und der großen Querschnittsfläche der entstandenen Poren und zum Anderen aus dem behinderten Substanztransport in den Poren.

Die Durchmesser in Tabelle 5-1 von 12  $\mu\text{m}$  und 100  $\mu\text{m}$  scheinen eine untere und obere Grenze für ein optimales Porensystem darzustellen. Große Kapillaren bilden einen zu langen Weg für den Wasserdampftransport und stellen eine zu kleine Oberfläche für den Transport zur Verfügung. Wiederum sind kleine Poren nicht im Stande den Wasserdampf schnell genug entweichen zu lassen. Entsprechend diesen Überlegungen liegt die obere Grenze für Porendurchmesser vermutlich innerhalb eines Zehntels von Millimetern. Die untere Grenze wird erreicht, wenn der

Substanztransport in den Poren auf das Maß der Diffusionsgeschwindigkeit verringert wird (kleiner  $3 \mu\text{m}$ ).

Prinzipiell sei zu den Fasern angemerkt, dass lediglich monofilamente (multifilamente) Fasern geeignet sind, dass Abplatzen zu minimieren bzw. zu verhindern. Aus Versuchen mit Spleißfasern (plattige PP-Fasern) resultierte, dass diese Fasern keine bzw. evtl. sogar negative Wirkungen (Wasserretention aufgrund von Faseransammlungen!) in Bezug auf Abplatzungen haben [23].

## 5.2 Polypropylenfasern bei Temperatureinwirkung

Zur Untersuchung der Wirkungsweise wurden thermische Analysen an Polypropylenfasern, Normalbetonen und an HPC durchgeführt. Wie aus Abbildung 5-1 ersichtlich, beginnen PP-Fasern bei ca.  $160 \text{ }^\circ\text{C}$  zu schmelzen (1. Peak). Ab einer Temperatur von ca.  $205 \text{ }^\circ\text{C}$  zersetzen sich die Fasern. Bei ca.  $380 \text{ }^\circ\text{C}$  (3. Peak) sind die Zerstörungsreaktionen vollständig abgeschlossen. Des weiteren zeigt der 2. Peak das Abbrandende der kurzkettigen und den beginnenden Abbrand der langkettigen Zerfallsprodukte des Kunststoffes an [23], [35], [71], [72].

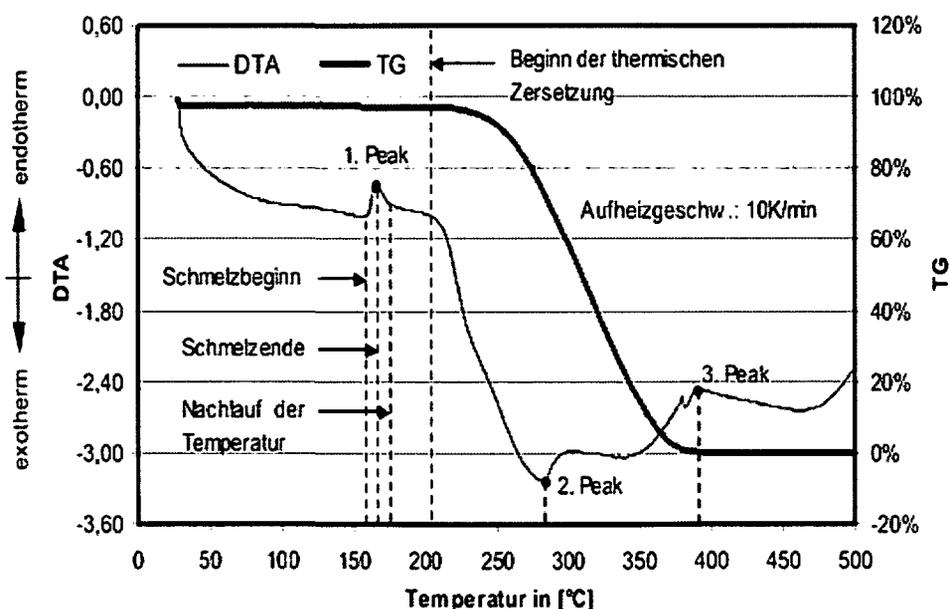


Abbildung 5-1: Thermogravimetrische Untersuchungen von Polypropylenfasern, Aufheizgeschw.  $5 \text{ K/min}$ ; [23]

Im Vergleich dazu zeigt Abbildung 5-2 die Thermogravimetrische Analyse eines Normalbetons. Dabei wird ein bedeutender Massenverlust zwischen  $100 \text{ }^\circ\text{C}$  und  $200 \text{ }^\circ\text{C}$  beobachtet, das dem Wasserverlust aus dem Kapillarwasser, dem CSH-Gel und den Aluminathydratationsprodukten sowie dem Monosulfathydrat entspricht. Ein zweiter bedeutender Massenverlust tritt bei ca.  $450 \text{ }^\circ\text{C}$  auf, er entspricht der Dehydratation des Portlandits.

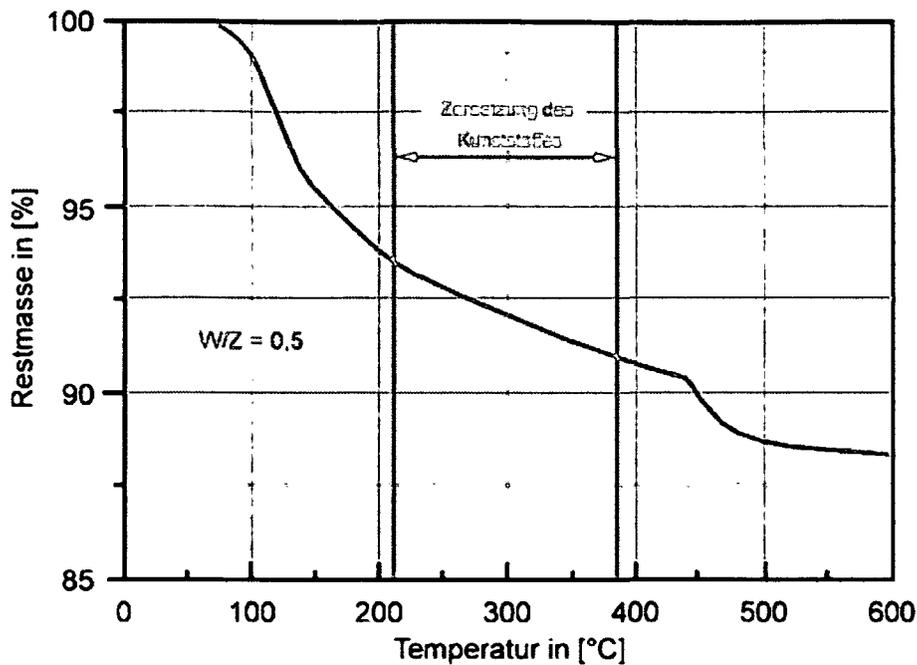


Abbildung 5-2: Thermogravimetrische Analyse von Normalbeton

Vergleicht man Abbildung 5-1 und Abbildung 5-2 miteinander, so zeigt sich, dass ein Großteil des freien und des physikalisch gebundenen Wassers bereits vor dem Beginn der Zersetzung der Polypropylenfasern, die bei ca. 200 °C einsetzt, verdunstet ist. Die Polypropylenfasern befinden sich zu diesem Zeitpunkt noch im System. Folglich müssen die Fasern außer dem üblicherweise genannten Faktum des "Abschmelzens" noch zusätzliche Effekte bewirken. Dies beweist auch Abbildung 5-3. Deutlich ersichtlich ist hier der schnellere Massenverlust bei jenem Beton mit 2 kg/m<sup>3</sup> PP-Fasern im Vergleich zu jenem ohne Fasern.

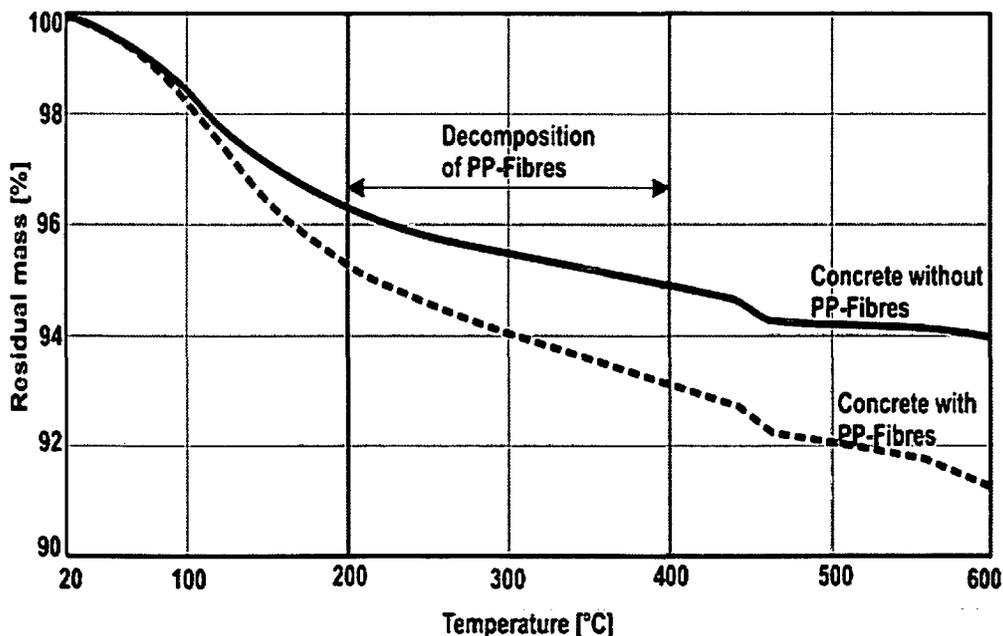


Abbildung 5-3: Vergleich einer DTA/TG Untersuchung an Normalbeton mit und ohne PP-Fasern [35]

### 5.2.1 Wirkung von Einzelfasern (Monofilamente) aus Polypropylen (Permeationstheorie)

Die Wirkung solcher Fasern lässt sich primär auf 3 Faktoren zurückführen:

1. Verbesserung der Permeation des Betons durch die Bildung von Kapillarporen, die beim Abschmelzen und Verbrennen der Fasern gebildet werden. Dieser Effekt wird üblicherweise bei der Beschreibung der Wirksamkeit von Fasern genannt.
2. Verbesserung der Permeation durch Schaffung von Übergangszonen, welche diffusionsoffen sind.

Betrachtet man die Struktur im Übergangsbereich zwischen Zuschlag und Zementmatrix, so zeigt sich, dass sich an den Grenzflächen zusätzliche Poren und weiche Hydratationsprodukte wie Portlandit und Ettringit bilden. Die Dicke dieser Übergangszonen sind primär vom w/b-Wert, von der Zementart und vom Mikrosilikagehalt abhängig. Die Übergangszonen ermöglichen im Prinzip einen höheren Stofftransport (Feuchtediffusion), sie sind aber nur teilweise miteinander verbunden. Durch die Zugabe von PP-Fasern bilden sich zusätzliche Übergangszonen um die Fasern, die eine Verbindung zwischen den verschiedenen Übergangszonen bewirken und somit das System filtrationsfähiger bzw. permeabler machen (siehe Abbildung 5-4).

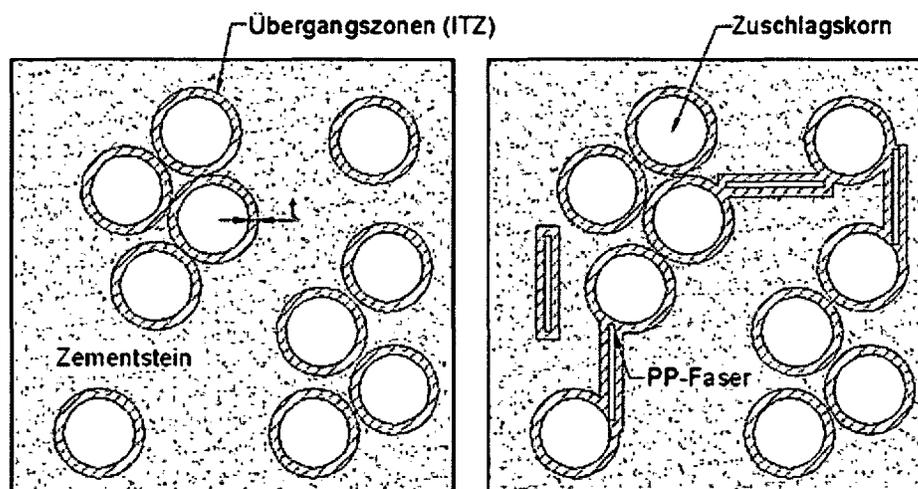


Abbildung 5-4: Schematische Darstellung der Permeationstheorie

3. Verbesserung der Permeation durch zusätzliche Mikroporen, die beim Einmischen der Fasern infolge Strukturauflockerung gebildet werden. Das ein solcher Effekt prinzipiell vorhanden ist zeigt sich darin, dass bei Zugabe von PP-Fasern die Permeabilität des Betons größer wird (siehe Abbildung 5-5 und Abbildung 5-6). Diese Aussage wird auch durch Versuche in [64] bestätigt.

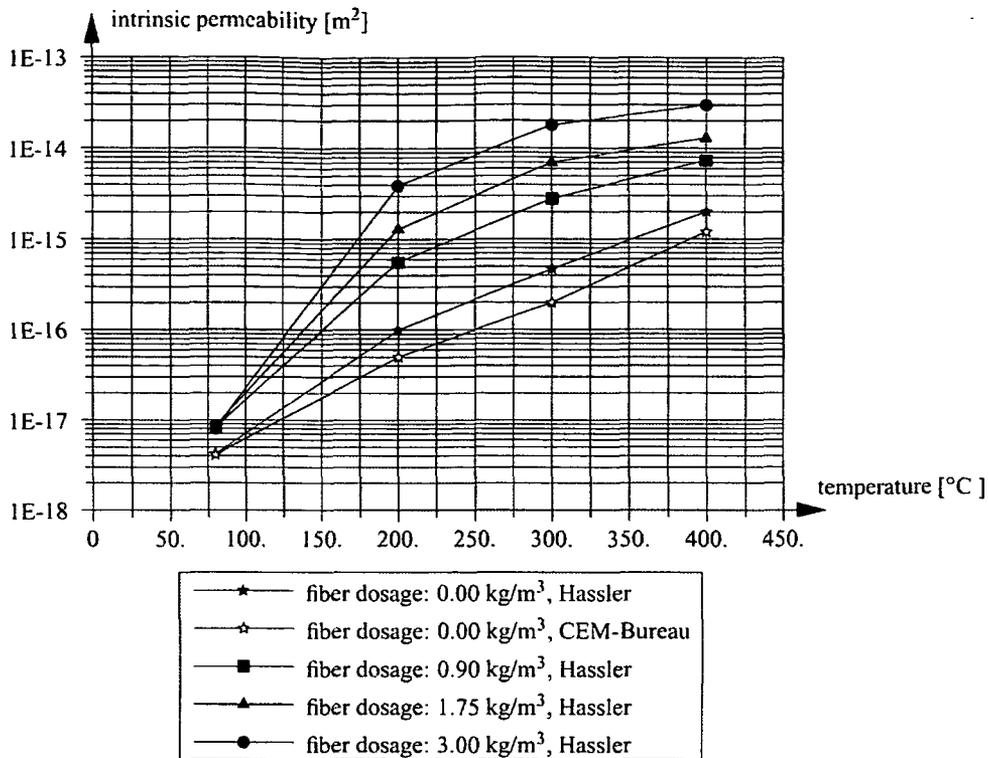


Abbildung 5-5: Verhältnis von Permeabilität zu Temperatur bei Normalbeton mit unterschiedlichen Fasergehalten nach [37]

**Bandbreite Permeabilitätswerte**

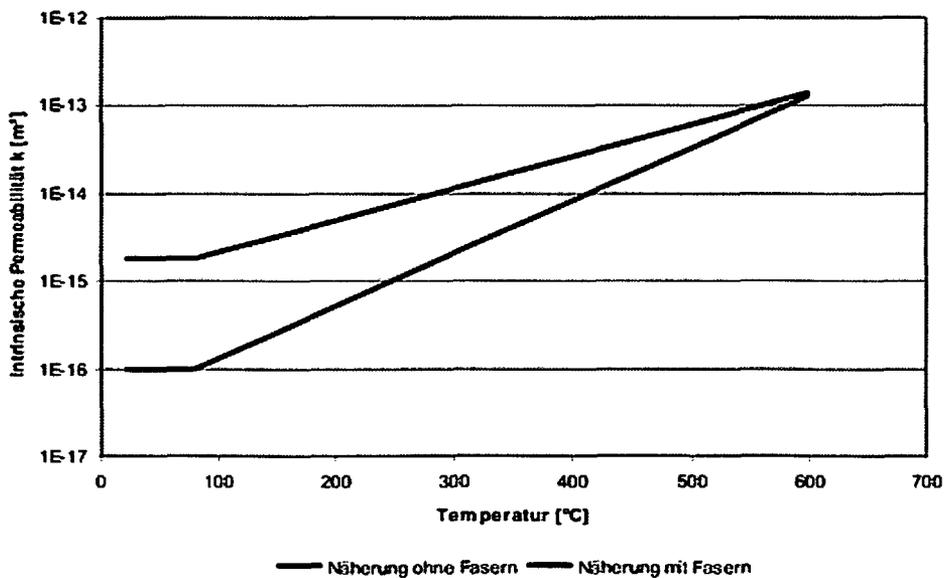


Abbildung 5-6: Verhältnis von Permeabilität zu Temperatur bei einem Normalbeton mit einem Fasergehalt von 1,5 kg/m³ zu einem Beton ohne Fasern nach [38]

Aufgrund der oben genannten 3 Faktoren können Normalbetone, insbesondere jedoch höherfeste Betone, so hergestellt werden, dass bei einem Brand ein für Wasserdampf ausreichend permeables System gebildet wird, in welchem sich ein hoher Wasserdampfdruck nicht aufbauen kann, sodass es zu keinen explosionsartigen bzw. zerstörerischen Abplatzungen kommt.

Kalifa et al. [62] und Paliga [63] haben bei Raumtemperatur keinen Einfluss auf die Permeabilität beim Einmischen von PP-Fasern erkannt. Nach der Theorie von Kalifa et al. [62] dringt der Kunststoff nach Erreichen der Schmelztemperatur in die

umgebende Matrix ein und hinterlässt einen bevorzugten Weg für den Wasserdampftransport.

Er gibt auch weiters an, dass ein registrierbarer Massenverlust aus einer DTA/TG-Untersuchung erst bei einer Temperatur von ca. 340 °C erreicht wird. Das würde aber wiederum bedeuten, dass erst ab einer Temperatur von 340 °C verflüssigtes PP in die Umgebung eindringen kann. Dieser Zeitpunkt erscheint dem Autor doch etwas problematisch, da im Vergleich zu eigenen Untersuchungen (siehe Abbildung 5-1) dies bereits bei einer Temperatur von ca. 230 °C gegeben ist und zu diesem Zeitpunkt auf die Abplatzungen keinen Einfluss mehr ausübt.

Möglicherweise ist dies auch auf unterschiedliche Aufheizgeschwindigkeiten zurückzuführen, bzw. sind die Fasern in [62] deutlich dicker als die hier verwendeten (16-32  $\mu\text{m}$ ).

### 5.2.2 Faserlängen

Um herauszufinden, ob ein Einfluss von Durchmesser und Länge beim Abplatzverhalten gegeben ist, wurden Untersuchungen dazu durchgeführt. Diese wurden von *Schneider et al.* in [69], [70] veröffentlicht. Es werden hier daher lediglich die gefundenen Erkenntnisse niedergeschrieben.

#### Erkenntnisse:

Für Normalbeton und Hochfesten Beton hat sich gezeigt, dass kürzere Fasern (6 mm) mit einem Durchmesser von 16-18  $\mu\text{m}$  das Abplatzen am meisten beeinflussten. Aus Tabelle 5-2 und Abbildung 5-7 zeigt ein Vergleich der Faseranzahl, dass kurze, dünne Fasern zu einer größeren Faser (z.B.  $\varnothing$  30  $\mu\text{m}$ ,  $l = 12\text{mm}$ ) etwa das 6,5-fache beträgt. Das bedeutet, dass die Wahrscheinlichkeit, dass eine Faser die Brandoberfläche erreicht etwa ebenfalls in dieser Größenordnung schwankt.

Für Ultrahochfeste Beton (UHPC) ist es besser, eine noch kleinere Faser zu verwenden ( $\varnothing$  16  $\mu\text{m}$ ,  $l = 3\text{mm}$  bis max. 6 mm). Ultrahochfeste Betone haben eine sehr dichte Matrix, die dazu führt, dass die gesättigte Zone sich unmittelbar unterhalb der beflamten Oberfläche (in ca. 1-3 mm) ausbildet.

Eine weitere Möglichkeit zur Verhinderung von explosiven Abplatzungen bei diesem Sonderbeton wird in Kapitel 6 aufgezeigt.

Tabelle 5-2: Berechnung der Faseranzahl in Abhängigkeit von deren Dimensionen [26]

L [mm]	Faserndurchmesser [ $\mu\text{m}$ ] und [dtex]	16	18	20	22	24	26	28	30	40	50	60
		1,9	2,3	2,9	3,5	4,1	4,8	5,6	6,4	1,4	17,9	25,7
	Oberfläche [ $\text{m}^2/\text{m}^3$ ] Beton	270	245	218	199	184	170	157	147	110	88	73
6	Anzahl der Fasern im Beton Mio/kg = [ $\text{cm}^3$ ]	877	725	575	476	407	347	298	260	146	93	65
8		658	543	431	357	305	260	223	195	110	70	49
10		526	435	345	286	244	208	179	156	88	56	39
12		439	362	287	238	203	174	149	130	73	47	32
14		376	311	246	204	174	149	128	112	63	40	28
16		329	272	216	179	152	130	112	98	55	35	24
18		292	242	192	159	136	116	99	87	49	31	22
20		263	217	172	143	122	104	89	78	44	28	19

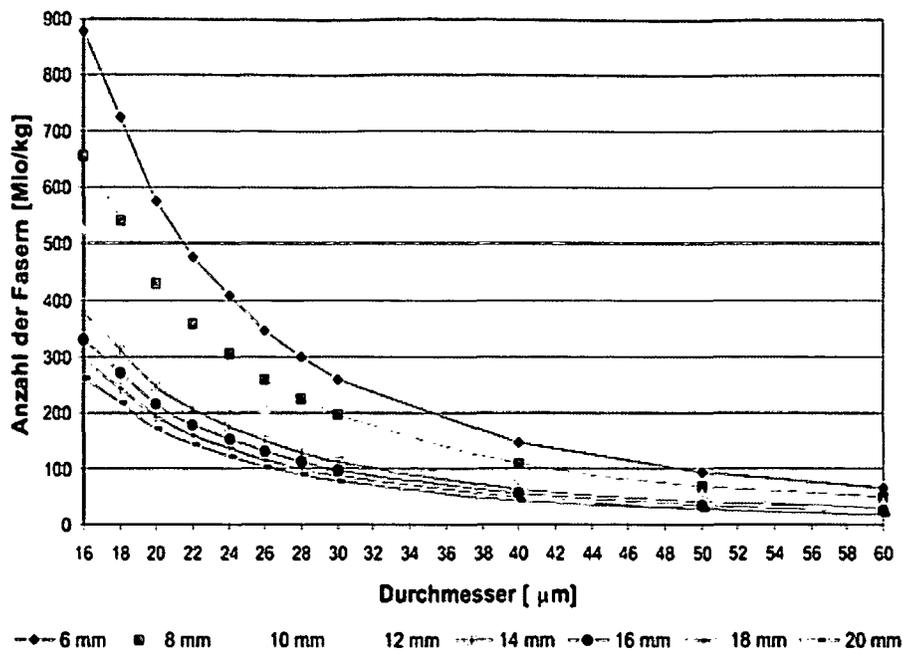


Abbildung 5-7: Anzahl der Fasern in Abhängigkeit vom Durchmesser und von der Länge [26]

### 5.3 Andere Fasern

Es wurden im Zuge dieser Arbeit verschiedene Fasermaterialien mittels DTA/TG-Prüfung untersucht. Es hat sich gezeigt, dass lediglich Polyethylen einen niedrigeren Schmelzpunkt als Polypropylen aufweist. Es wird daher nur auf den Vergleich PE zu PP eingegangen. Der gesamte Bericht ist in [65] dokumentiert. Dieser wird nur auszugsweise wiedergegeben.

Die Aufheizgeschwindigkeit wurde mit 5 K/min festgelegt.

#### PE-Faser (ASOTA K10 MU)

Wie aus Abbildung 5-8 ersichtlich ist, begannen die verwendeten PE-Hohlfasern bei ca. 118 °C zu schmelzen. Erst ab einer Temperatur von ca. 367 °C ist jedoch eine Gewichtsabnahme durch die Zersetzung der Fasern zu erkennen. Nach ca. 485 °C hat sich die Faser beinahe vollständig durch Zerstörungsreaktionen aufgelöst.

#### PP-Hohlfaser (ASOTA LV40 MU)

Wie aus Abbildung 5-9 ersichtlich ist, begannen die verwendeten PP-Hohlfasern bei ca. 170 °C zu schmelzen. Ab einer Temperatur von ca. 205 °C ist eine Gewichtsabnahme der Faser zu erkennen. Bei ca. 450 °C hat sich die Faser beinahe vollständig durch Zerstörungsreaktionen aufgelöst.

#### Erkenntnis

Vergleicht man die beiden blauen Kurven (TG- Kurven) aus der Abbildung 5-8 und der Abbildung 5-9 miteinander, so haben PE- Fasern zwar einen niedrigeren Schmelzpunkt, das Abschmelzverhalten (Reduktion bzw. Auflösung der Fasern) ist jedoch bei PP- Hohlfasern besser, da der Stoffabbau der Faser deutlich früher geschieht. Dies ist entscheidend für die Verringerung bzw. Verhinderung von explosiven Abplatzungen an Betonoberflächen. Je früher Kanäle (Poren) zum

Entspannen des sich bildenden Wasserdampfdruckes gebildet werden, umso früher und größer ist die Druckreduktion.

Nach Durchführung eines Brandversuches mit  $1,5 \text{ kg/m}^3$  Fasermaterial nach der RWS- Kurve, bestätigte sich die Erkenntnis aus den DTA/TG- Untersuchungen. Bei Polyethylen kam es nach ca. 3 Minuten zu geringfügigen Abplatzungen (vergleiche Abbildung 5-10 mit Abbildung 5-11). Weiters ist der Grad der thermischen Schädigung deutlich größer als bei Betonrn mit PP-Fasern.

Es ist also im Zusammenhang mit der zu verwendenden Faser nicht die Schmelztemperatur, sondern die Zersetzungstemperatur der jeweiligen Faser ausschlaggebend!

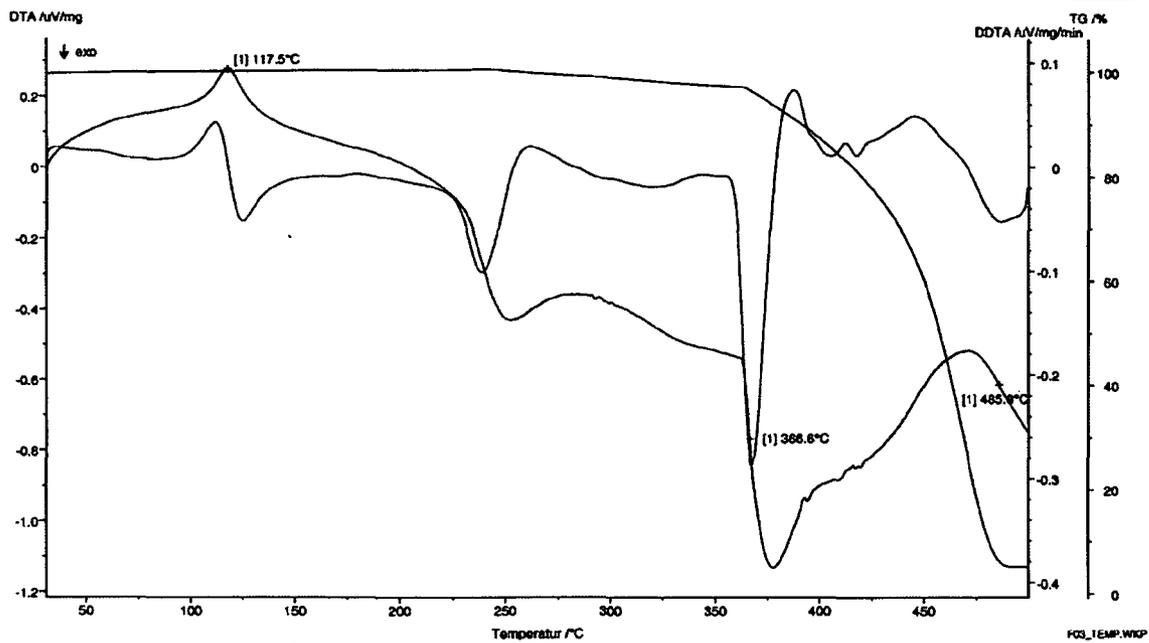


Abbildung 5-8: DTA/TG- Diagramm der PE- Faser ASOTA K10 MU (schwarze Faser)

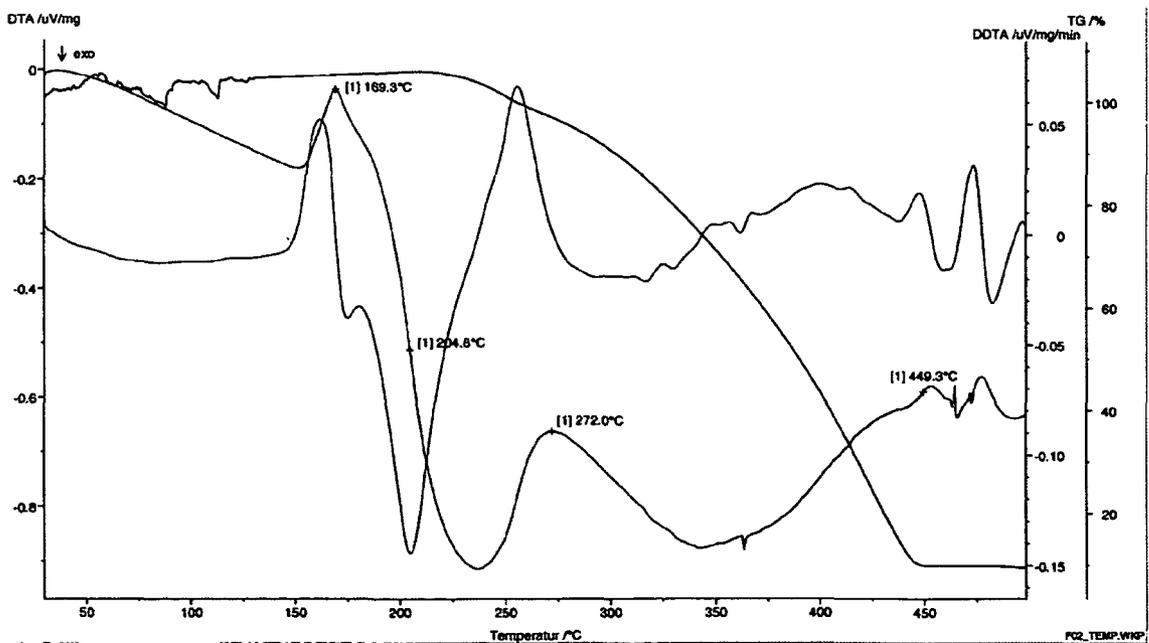


Abbildung 5-9: DTA/TG- Diagramm der PP- Hohl-faser ASOTA LV40 MU (rosa Faser)

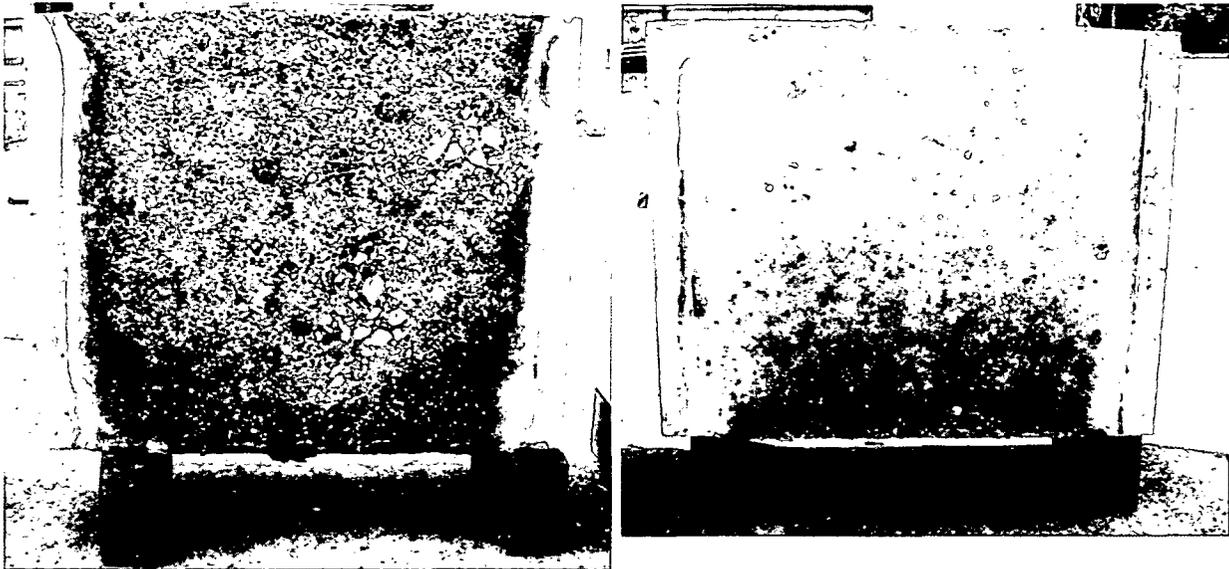


Abbildung 5-10: Ergebnis HPC mit PE-Fasern    Abbildung 5-11: Ergebnis HPC mit PP-Fasern

## 5.4 Gummigranulat

Eine weitere Überlegung zur Verhinderung von explosiven Abplatzungen bestand darin, Gummigranulat dem Beton beizugeben. Darauf wird im Folgenden kurz eingegangen, der gesamte Bericht ist in [66] dokumentiert.

Wie aus Abbildung 5-12 ersichtlich ist, begann das verwendete Granulat bei ca. 185 °C zu schmelzen. Ab einer Temperatur von ca. 255 °C ist eine Gewichtsabnahme zu erkennen. Eine merkbare Reduktion des Granulates ist erst ab ca. 300 °C gegeben. Nach ca. 700 °C hat sich das Granulat beinahe vollständig durch Zerstörungsreaktionen aufgelöst.

### Erkenntnis:

Vergleicht man die Kurven (TG- Kurven) mit jener von Polypropylen, so schmelzen PP- Fasern bei deutlich geringeren Temperaturen (Reduktion bzw. Auflösung der Faser), d.h. der Stoffabbau von PP geschieht früher.

Das Gummigranulat lockert das Betongefüge, welches wiederum zu einer früheren Rissbildung führt (Reduktion der Betonzugfestigkeit). Es kann sich somit der entstehende Wasserdampfdruck früher entspannen. Nicht jedoch früh genug, um explosive Abplatzungen großteils zu verhindern.

Nach Durchführung von Brandversuchen mit 5, 10, und 15 kg/m<sup>3</sup> Granulat nach der RWS- Kurve, bestätigte sich die Erkenntnis aus der DTA/TG- Untersuchungen. Es kam bei allen drei Probekörpern zu Abplatzungen. Lediglich die thermische Schädigung ist bei höheren Dosierungen niedriger. Somit ist die Verwendung von Gummigranulat alleine nicht zielführend. Nachteilig hat sich die Steigerung der Zugabemenge auch auf die Druckfestigkeit des Betons ausgewirkt.

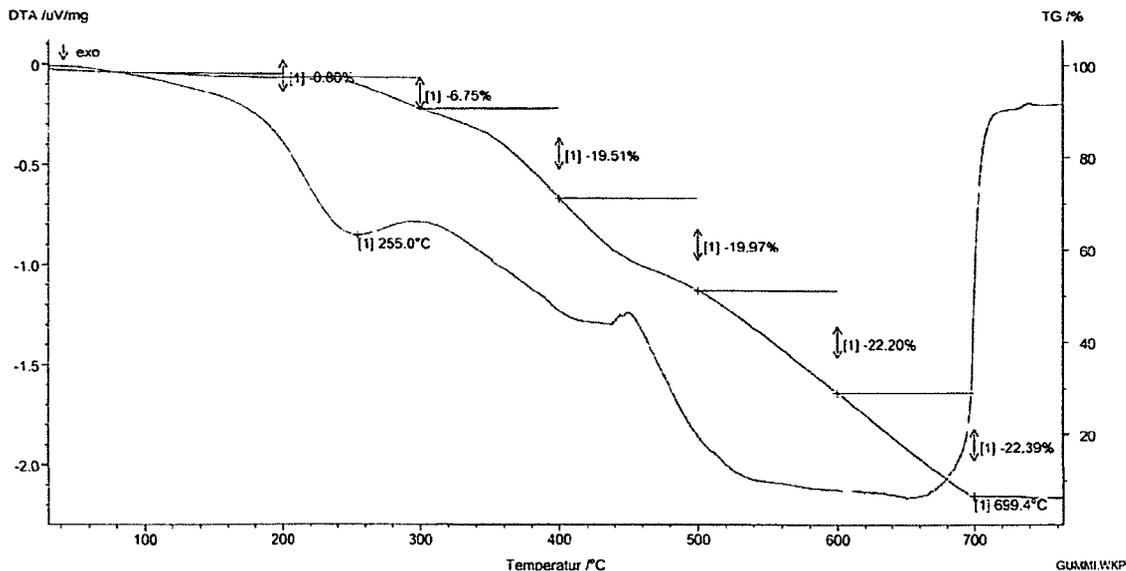


Abbildung 5-12: DTA/TG- Diagramm vom Gummigranulat

## 5.5 Stahlfasern bei Temperatureinwirkung

Betone erleiden im Temperaturbereich von 100 °C bis 200 °C infolge der Entwässerung von Hydratationsprodukten und anderen Einflüssen Festigkeitsverluste, insbesondere Zugfestigkeitsverluste. Durch die Zugabe von Stahlfasern erhöht sich die Aufheizgeschwindigkeit im Beton und damit auch der Beginn der Betonzerstörung. Andererseits können Stahlfasern das Abfallen von abgesprengten Betonschollen verhindern. Diese schützen dann den noch nicht zerstörten Beton vor direkter Beflammung, wodurch die Temperaturanstiegsgeschwindigkeit im Inneren des Betons reduziert wird. Sie stellen allerdings nur eine zeitlich begrenzte Barriere dar. Bei länger andauernder Brandbelastung geht diese Schutzwirkung aufgrund von Erweichung der Fasern und dem reduzierten Verbund (unterschiedliche Temperatureindringkoeffizienten) zwischen Fasern und Beton verloren.

Kordina erwähnt in [75], dass Stahlfasern zumindest bei feuchtem, normalfestem Beton die Abplatztiefen reduzieren können.

*Schneider* und *Diederichs* sind der Auffassung, dass Stahlfasern keine positive Wirkungen auf das Abplatzverhalten haben kann (mündl. Rücksprache).

Grundsätzlich gesicherte Erkenntnisse über eine mögliche positive Wirkung von Stahlfasern in Hinblick auf ein verbessertes Betonverhalten bei Bränden liegen derzeit nicht vor. Im Rahmen dieser Arbeit wurde diese Fragestellung daher näher untersucht. Die Zugabe von Stahlfasern führt bei richtiger Dosierung und Abmessung der Fasern, sowie einer darauf abgestimmten Betonrezeptur (Sieblinie!) mikroskopisch gesehen bei 20 °C zu einem Anstieg der Betonfestigkeit und zu einem duktileren Nachbruchverhalten [73] u. [74].

Betrachtet man die Betonstruktur als Mesogefüge, so muss zwischen Zuschlag, Übergangzone, Bindemittelmatrix und Faser unterschieden werden. Die Festigkeit des Beton  $f_c$  ergibt sich somit grob dargestellt aus der Festigkeit der Bindemittelmatrix  $f_{BM}$  und dem Festigkeitsbeitrag des verwendeten Zuschlages  $F_A$  (Material, Kornform, Sieblinie).

$$f_c = (\alpha \cdot f_{BM}) \times (\beta \cdot F_A)$$

$\alpha$  Faktor, zur Berücksichtigung der Stahlfasern ( $\geq 1,0$ )

$\beta$  Faktor, zur Berücksichtigung der Übergangszonen ( $\leq 1,0$ )

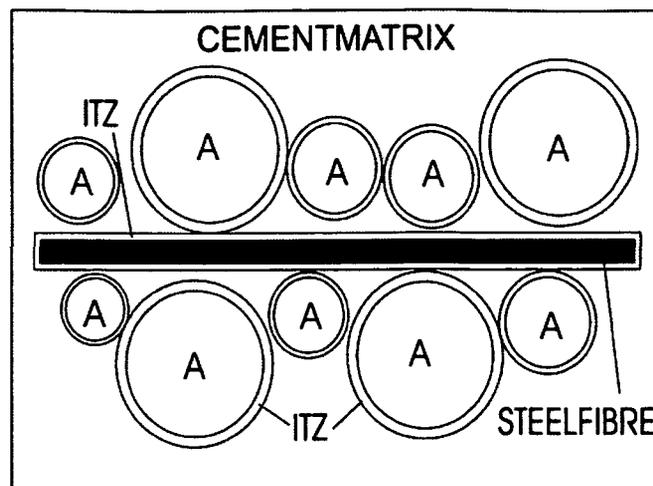


Abbildung 5-13: Schematische Darstellung eines Mesogefüges mit Stahlfasereinbettung

Aus Abbildung 5-13 ist ersichtlich, dass Stahlfasern evtl. die Zwickelbereiche der Matrix zwischen den Zuschlagskörnern und Fasern vernähen und die Rissbildung sowie Rissaufweitung somit reduziert werden. Der Festigkeitsbereich zwischen Matrix und Korn, die sog. Übergangzone, bleibt dabei aber völlig unberührt.

Betone erleiden im Temperaturbereich von 100 °C bis 200 °C infolge des Verdampfens von Gelwasser einen starken Festigkeitsverlust, und u.U. eine Überschreitung der Zugfestigkeit.

Bei der Temperaturbeanspruchung wirkt primär der Dampfdruck als Belastung auf die Matrix. In den poröseren Übergangszonen lagert sich mehr Wasser ab als in den übrigen Bereichen. Folglich kommt es bevorzugt in diesen Bereichen zu Überschreitungen der Beanspruchbarkeit bzw. zu explosiven Abplatzungen. Weist der Zuschlag einen hohen Wassergehalt auf, so führt das zusätzlich zu Zuschlagsabplatzungen. Die Untersuchungen dazu sind in [70] u. [76] veröffentlicht.

Der Vergleich bei Hochfesten Beton zwischen dem Nullbeton (siehe Abbildung 7-9) mit dem Stahlfaserbeton (siehe Abbildung 7-11) zeigt eindeutig, dass Stahlfasern das Abplatzen nicht verhindern können. Sie können aber die Abplatztiefe, wie *Kordina* schon erwähnt hat, reduzieren. Hierbei wird das Abfallen von partiell abgesprengten Betonschollen verhindert. Diese schützen den noch nicht zerstörten Beton vor direkter Beflammung. Sie stellen allerdings nur eine zeitlich begrenzte Barriere dar. Bei länger andauernder Brandbelastung geht diese Schutzwirkung verloren. Im Weiteren ist zu berücksichtigen, dass Stahlfasern im Brandfall, in Folge besserer Wärmeleitfähigkeit, zu einer rascheren Aufheizung des Betons führen können.

Bei UHPC zeigt sich das gleiche Bild wie schon bei den anderen Betonen (vergleiche Abbildung 6-7 mit Abbildung 6-12). Abplatzungen können nicht verhindert werden. Da aber bei diesem Beton sehr viele Stahlfasern mit einer speziellen Geometrie beigegeben werden, hängt die Abplatztiefe sehr stark vom Fasergehalt ab.

#### Fasercocktail-Betone:

Bei Fasercocktails (PP- und Stahlfasern) erfolgt durch die Zugabe von PP- Fasern eine dosierte, sanftere Rissaufweitung. Die Wirksamkeit der Stahlfasern wird dadurch erhöht (Haftverbund bleibt erhalten!). Der Dampfdruck kann gezielt durch zusätzliche Mikrorissbildungen im Bereich der PP- Fasern abgemindert werden. Die Duktilität des Bauteils unterhalb der zerstörten Oberfläche bleibt auch nach dem Brand noch erhalten.

## 6 SPEZIELLE UNTERSUCHUNGEN AN ULTRAHOCHFESTEN BETONEN (UHPC)

### 6.1 Untersuchungen zum Abplatzverhalten

Dieses Kapitel befasst sich mit der Optimierung von UHPC für hohe Temperaturen, da speziell bei diesem Beton dies ein sehr heikler Nachteil für die Anwendung im Hochbau darstellen kann.

Es wird auf eine gesamte Auflistung der gemachten Versuchsdurchführungen verzichtet, um die Übersichtlichkeit zu behalten. Es werden vielmehr jene 2 Versuchsreihen in dieser Arbeit dokumentiert, welche die Erkenntnisse aus allen Versuchen und deren Entwicklungsschritte repräsentieren.

Bei diesen Untersuchungen wurden mit Rücksicht auf mögliche praktische Anwendungen UHPC- Betone aus unbewehrten ultrahochfesten Betonen (Platten mit den Abmessungen 60/50/5 cm) mit unterschiedlichen Kombinationen und Dosierungen an Silikatstäuben, sowie bewehrter UHPC mit Stahl- und Polypropylenfasern geprüft. Die Lagerung der Proben erfolgte bis zur Prüfung unter Wasser bei Normklima. Der Temperaturanstieg in der Brandkammer erfolgte gemäß der Einheitstemperaturkurve nach ISO 834 im Alter von 28 Tagen, die Proben waren dabei unbelastet. Die Druckfestigkeit wurde an Würfeln 10/10/10 cm nach 28 Tagen bestimmt. Lagerung erfolgte ebenfalls bis zur Prüfung unter Wasser.

Es wurden auch Versuche mit der RWS- Kurve durchgeführt. Die Betone explodierten aber dabei unter so enormer Wucht, dass auf weitere Versuche verzichtet wurde.

#### 6.1.1 Versuchsreihe 1

##### 6.1.1.1 Mischungen

Im Folgenden werden die Ergebnisse anhand von sechs typischen UHPC-Mischungen (siehe Tabelle 6-1) dargestellt.

Bei diesen sechs Mischungen wurde der W/B- Wert und der Zuschlagsgehalt konstant gehalten. Variiert wurde hier die Zugabe von PP- Fasern (V3 und V5) und Stahlfasern (V4, V5 und V6). Die Zugabe von 300 kg Stahlfasern ist bei solchen Betonen konventionell möglich, da die Längen (6 mm) und die Durchmesser (180  $\mu\text{m}$ ) dieser Fasern gering sind. Dieser Beton unterscheidet daher von SIFCON, bei dem die Fasern händisch eingestreut werden. Bei den Prüfkörpern M2 und M6 wurde Mikrosilika zu 50 % durch Nanosilika (KS 300, Fa. Bagrat) ersetzt. Die Motivation diesbezüglich resultierte aus der Überlegung, dass bei einer Brandbeanspruchung das freiwerdende Wasser mit dem äußerst reaktiven Nanosilika evtl. eine hydrothermale Verbindung eingeht und CSH- Phasen bildet. Das sollte zu einer zeitlich versetzten Wasserdampfbildung führen bzw. sollte dadurch überhaupt weniger physikalisches Wasser, welches die Abplatzneigung erhöht, zur Verfügung stehen. Gewissermaßen handelt es sich hier also um das Phänomen des „Inneren Austrocknens“ unter thermischen Einwirkungen.

Tabelle 6-1: Mischungszusammensetzungen von sechs UHPC Betonen

Ultrahochfester Beton [UHPC]							
Bestandteile	Hersteller	V 1 Einwaage [kg/m <sup>3</sup> ]	V 2 Einwaage [kg/m <sup>3</sup> ]	V 3 Einwaage [kg/m <sup>3</sup> ]	V 4 Einwaage [kg/m <sup>3</sup> ]	V 5 Einwaage [kg/m <sup>3</sup> ]	V 6 Einwaage [kg/m <sup>3</sup> ]
Abmessung der Probe [cm]		60/50/5	60/50/5	60/50/5	60/50/5	60/50/5	60/50/5
Zuschlag 0,06/1	Quarz Fa. Kies- Union	1280	1280	1276	1179	1174	1179
Zuschlag	Quarzmehl Fa. Kies- Union	70					
Wasser (W)		175					
Verflüssiger	Glenium 51	21					
Zement	CEM I 42,5 R (HS) WT 33	700					
Mikrosilica (SF)	Addiment. Silicoll P	140	70	140	140	140	70
Silika KS 300	Fa. Bagrat	0	70	0	0	0	70
Stahlfasern	Fa. Bekaert L = 6 mm	0	0	0	300	300	300
Polypropyle n-faser 623 monofil.	L = 6 mm PP Fibrin	0	0	2	0	2	0
Summe		2.386	2.386	2.383	2.585	2.582	2.585
Wassergehalt bei 105 °C [%]		2,93	3,32	2,94	3,08	2,91	2,87
Biegezugfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]		17,2	18,6	16,9	26,11	22,1	22,6
Druckfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]		135	153	147	187	175	181

### 6.1.2 Ergebnisse und Erkenntnisse

Vergleicht man zuerst die Wassergehalte (siehe Tabelle 6-1) der Mischungen V1 mit V2 und V5 mit V6, so zeigen die Ergebnisse vorerst, dass die obige Annahme nicht der Wirklichkeit entspricht. Grund dafür ist, dass bei der Trocknung der Proben bei 105 °C die Feuchtigkeit nicht vollständig entweichen kann. Dieser Beton ist zu dicht und der Wasserdampfdruck bei 105 °C ist zu gering. Eine weitere Trocknung bei 150 °C bis zur Massenkonstanz zeigte, dass die Proben V2 und V6 i. M. um 0,10 % geringere Feuchtigkeiten aufwiesen als jene Probekörper ohne Nanosilika. Das der Wassergehalt bei Probe V2 höher als bei V1 ist lässt auch noch den Schluss zu, dass die Zugabe von Nanosilika die Permeabilität reduziert und somit der Beton kompakter wird. Das zeigen auch die Ergebnisse aus der Druckfestigkeitsprüfung. Auf den Abbildung 6-1 bis Abbildung 6-6 sind die Probekörper nach den Brandversuchen dargestellt. Vorweg muss dazu angemerkt werden, dass der

Versuch 1 nach 21 Minuten abgebrochen wurde, weil Probekörper V1 (siehe Abbildung 6-1) explosionsartig kollabierte.

Bei den Prüfkörpern V1 (Nullmischung), V2 (mit Nanosilica) und bei V4 (mit Stahlfasern) sind über der gesamten befeuerten Oberfläche Abplatzungen aufgetreten.

Die Mischung V4 unterschied sich im Abplatzverhalten jedoch wesentlich von den beiden anderen. Bei V4 traten die Abplatzungen in Form kleiner Schollen von ca. 5 bis 10 cm<sup>2</sup> Größe auf, welche explosionsartig weggeschleudert wurden. Diese führten zu einer regelrechten Durchlöcherung des Prüfkörpers. Die Stahlfasern wirkten einem Zusammenbrechen entgegen, zum Unterschied von Probe V1 (ohne Fasern).

Die Abplatzungsvorgänge der beiden anderen Mischungen können mit einem explosionsartigen „Wegschleudern kleiner Flächen“ verglichen werden.

Die Zugabe des verwendeten Nanosilica bei V2 reduziert die Abplatzneigung von UHPC, jedoch ist diese Wirkung bei weitem nicht so wirksam wie die Zugabe von Polypropylenfasern.

Anhand der Ergebnisse der Brandversuche zeigt sich, dass durch die Zumischung von monofilamenten Polypropylenfasern die Abplatzneigung von Beton erheblich reduziert werden kann. Die Prüfkörper der Mischungen V3 und V5 verdeutlichen, dass das Ausmaß der Abplatzungen signifikant gegenüber allen anderen Prüfkörpern verringert werden konnte. Abplatzungen traten hier anfänglich ab der 3. Minute auf, endeten aber nach weiteren 3 Minuten.

Die Intensität des Abplatzens ist ebenfalls deutlich geringer als bei den übrigen Proben. Die Abplatzungen konnten jedoch nicht wie bei Normalbeton und HPC vollständig auf Null reduziert werden. Der Grund dafür ist vermutlich der, dass sich beim Betonieren der plattenförmigen Probekörper zuwenig PP- Fasern zur Oberfläche hin orientiert haben. Gedanklich kann man sich das so vorstellen, als möchten sie Fasern in zähem Honig einmischen. Die kontinuierliche Verteilung der Fasern, wie es im Normalbeton gegeben ist, ist bei UHPC aufgrund der Klebrigkeit der Mischungen viel schwieriger zu erreichen.

Die Abplatztiefe ist bei beiden Proben (V3 und V5) etwa 1 cm, die abgeplatzte Betonmenge ist jedoch bei UHPC mit Stahlfasern größer. Bei den Proben mit Nanosilika V2 und V6 (mit Stahlfasern) zeigte sich, dass die Zugabe von 300 kg/m<sup>3</sup> Stahlfasern (V6) in Verbindung mit Nanosilika das Ergebnis gegenüber Proben mit Mikrosilika deutlich verbesserte.



Abbildung 6-1: Probekörper V1



Abbildung 6-2: Probekörper V2

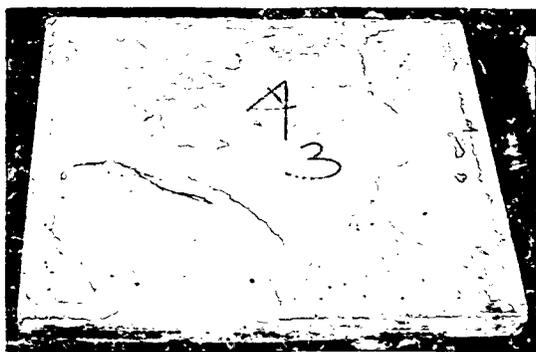


Abbildung 6-3: Probekörper V3

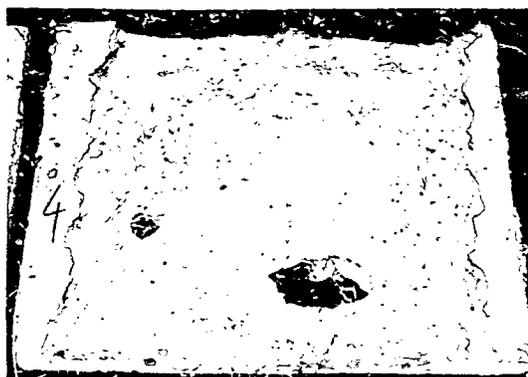


Abbildung 6-4: Probekörper V4



Abbildung 6-5: Probekörper V5



Abbildung 6-6: Probekörper V6

Es wurden auch Untersuchungen mit  $1 \text{ kg/m}^3$  und  $3 \text{ kg/m}^3$  PP- Fasern gemacht. Die Ergebnisse zeigten aber, dass die Zugabe von  $2 \text{ kg/m}^3$  monofilamentarer PP-Fasern, unter Berücksichtigung der Festigkeit und der Verarbeitbarkeit, den sinnvollsten Kompromiss zwischen Verarbeitbarkeit und Abplatzverminderung darstellt.

Weiters wurden auch Proben mit Spleißfasern mit Rechteckquerschnitt untersucht [23]. Diese erzielten jedoch bei der Brandprüfung die weitaus schlechtesten Ergebnisse, d.h. die Abplatzneigung von UHPC konnte mit PP-Spleißfasern nicht vermindert werden.

Die Verwendung von längeren Stahlfasern (12 mm) anstatt den verwendeten 6 mm Fasern verändert ebenfalls das Abplatzverhalten. Die brandbeanspruchte Oberfläche gleicht dabei einer "Kraterlandschaft", d.h. die Abplatzschollen sind gedrungener, die Schollendicke ist größer, die Flächen sind etwas geringer als bei den 6 mm Fasern. Ansonsten ändert sich am Abplatzverhalten nichts.

### 6.1.3 Versuchsreihe 2

#### 6.1.3.1 Mischungen

Da bei der 1. Versuchsreihe nicht das erwünschte Ergebnis erreicht werden konnte, wurde bei der folgenden Versuchsserie (siehe Tabelle 6-2) der PP- Fasergehalt verändert und zusätzlich ein anderes Nanosilika (KS 300, Fa. Bagrat) eingesetzt.

Tabelle 6-2: Mischungszusammensetzung mit Nanosilika

		Mischungszusammensetzung der ULTRAHOCHFESTEN BETONE (UHPC)														
Bestandteile	Hersteller	M 1 [kg/m <sup>3</sup> ]	M 2 [kg/m <sup>3</sup> ]	M 3 [kg/m <sup>3</sup> ]	M 4 [kg/m <sup>3</sup> ]	M 5 [kg/m <sup>3</sup> ]	M 6 [kg/m <sup>3</sup> ]	M 7 [kg/m <sup>3</sup> ]	M 8 [kg/m <sup>3</sup> ]	M 9 [kg/m <sup>3</sup> ]	M 10 [kg/m <sup>3</sup> ]	M 11 [kg/m <sup>3</sup> ]	M 12 [kg/m <sup>3</sup> ]	M 13 [kg/m <sup>3</sup> ]	M 14 [kg/m <sup>3</sup> ]	M 15 [kg/m <sup>3</sup> ]
Zuschlag 0,06/1 Quarz	Fa. Kies- Union	1280	1246	1240	1212	1207	1179	1173	1266	1209	1186	1158	1153	1108	1102	1040
Quarzmehl	Fa. Kies- Union	70														
Wasser		175														
Verflüssiger	Glenium	21							65	35	42	42	42	49	49	35
Zement CEM I 42,5 R (HS) WT 33	W&P	700														
MS-Grade 940-U	Eidem Materials	140							-	105						70
Silika KS 300	Fa. Bagraf	-							115	35						70
Stahlfasern L = 6 mm	Fa. Bekaert	-	100	200	300	-	100	200	300	-	100	200	300	-	100	200
PP-Faser L = 6 mm Monofil.	Fibrin 623	-	-	2	-	2	-	2	-	-	2	-	2	-	2	2
Summe		2386	2452	2448	2518	2515	2585	2581	2391	2429	2415	2485	2482	2542	2536	2462
Wassergehalt bei 105 °C [%]		3,09	3,26	3,36	3,16	3,48	3,23	3,57	3,51	3,35	3,43	3,40	3,51	3,43	3,52	3,09
Biegezugfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]		15,8	15,7	14,4	25,3	18,2	29,6	19,1	4,7	12,27	9,03	23,12	25,5	26,7	24,5	14,6
Druckfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]		138	152	157	165	167	183	180	85	141	136	161	157	168	170	163

#### 6.1.4 Ergebnisse und Erkenntnisse

Die folgenden Abbildungen zeigen das Ergebnis der Untersuchung nach 90 min Beflammung nach der ETK.



Abbildung 6-7: Probekörper M1

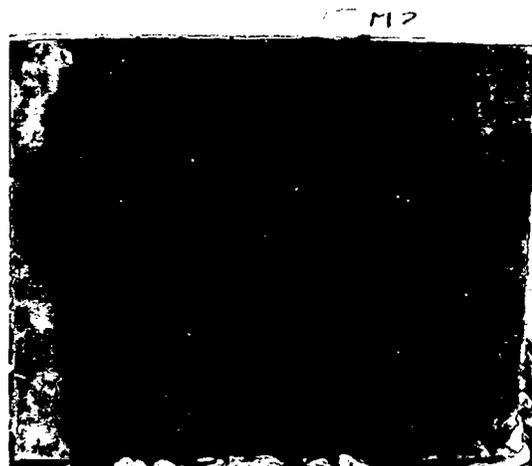


Abbildung 6-8: Probekörper M2

M3



Abbildung 6-9: Probekörper M3

M4



Abbildung 6-10: Probekörper M4

M5

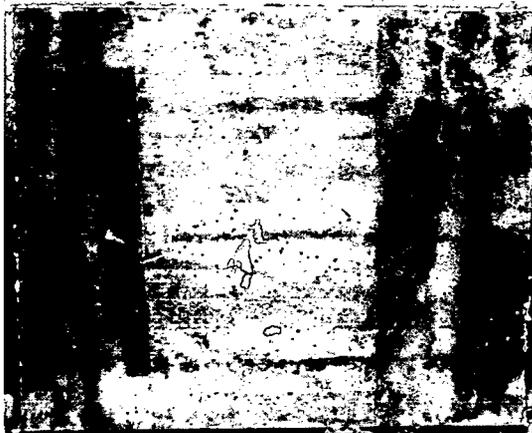


Abbildung 6-11: Probekörper M5

M6



Abbildung 6-12: Probekörper M6

M7

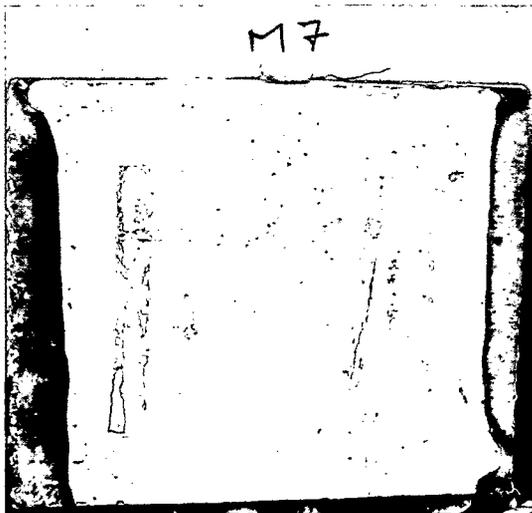


Abbildung 6-13: Probekörper M7

M8



Abbildung 6-14: Probekörper M8

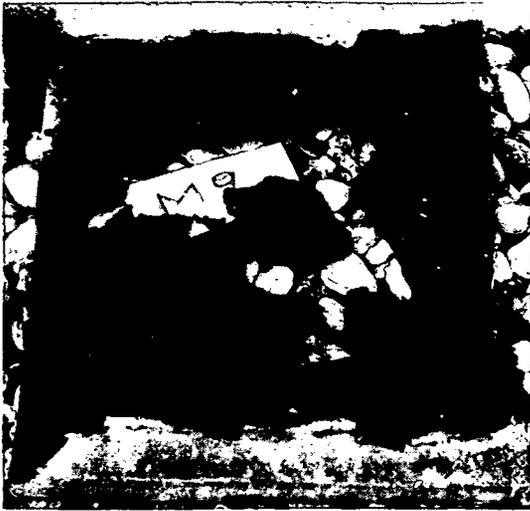


Abbildung 6-15: Probekörper M9

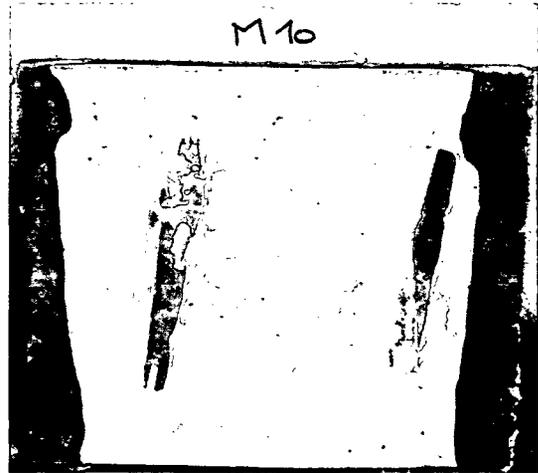


Abbildung 6-16: Probekörper M10



Abbildung 6-17: Probekörper M11



Abbildung 6-18: Probekörper M12



Abbildung 6-19: Probekörper M13



Abbildung 6-20: Probekörper M14



Abbildung 6-21: Probekörper M15

Die Ergebnisse zeigen, dass die Zugabe von  $2 \text{ kg/m}^3$  der verwendeten Faser ausreichen, um das Abplatzen auch bei UHPC zu verhindern. Ein Einfluss der Stahlfasern war nicht gegeben. Der Probekörper M8 (siehe Abbildung 6-14) zeigt im Vergleich zu Probekörper M1 (siehe Abbildung 6-7) deutlich, dass mittels Zugabe von Nanosilika (KS 300, Fa. Bagrat) das Temperaturverhalten stark verbessert werden kann. Eine komplette Verhinderung von Abplatzungen ist jedoch nicht möglich gewesen. Außerdem ist der Probekörper aufgrund der starken thermischen Spannungen kollabiert. PP-Fasern sind also unbedingt notwendig, um die inneren Spannungen zu reduzieren.

Stahlfasern alleine konnten auch hier das Abplatzen nicht verhindern, die Abplatztiefe konnte jedoch in Abhängigkeit vom Fasergehalt entsprechend reduziert werden (siehe z.B. Abbildung 6-8).

In Abbildung 6-22 ist die bleibende Verformung zu sehen, die sich bei einer so dünnen Betonplatte (5 cm) nach einer Beflammung von 90 min ergab. Die Stichhöhe betrug in etwa 3 mm (=  $1/180!$ ). Die Oberflächentemperatur der brandabgewandten Seite betrug  $390 \text{ }^\circ\text{C}$ . Anschließend wurde der Probekörper mit Leitungswasser bespritzt. Es entstanden dadurch keine weiteren Abplatzungen bzw. Risse. Der Beton war auch nach dem Abkühlen relativ fest und stabil.



Abbildung 6-22: Durchbiegung nach 90 min M10

In Abbildung 6-23 ist das Szenario einer explosiven Abplatzung bei einem Brandversuch mit UHPC zu sehen. Die enorme gespeicherte Energie, die durch das schlagartige Freisetzen von gespanntem Dampf entsteht, entlädt sich bei Überschreitung der Zugfestigkeit des Betons.

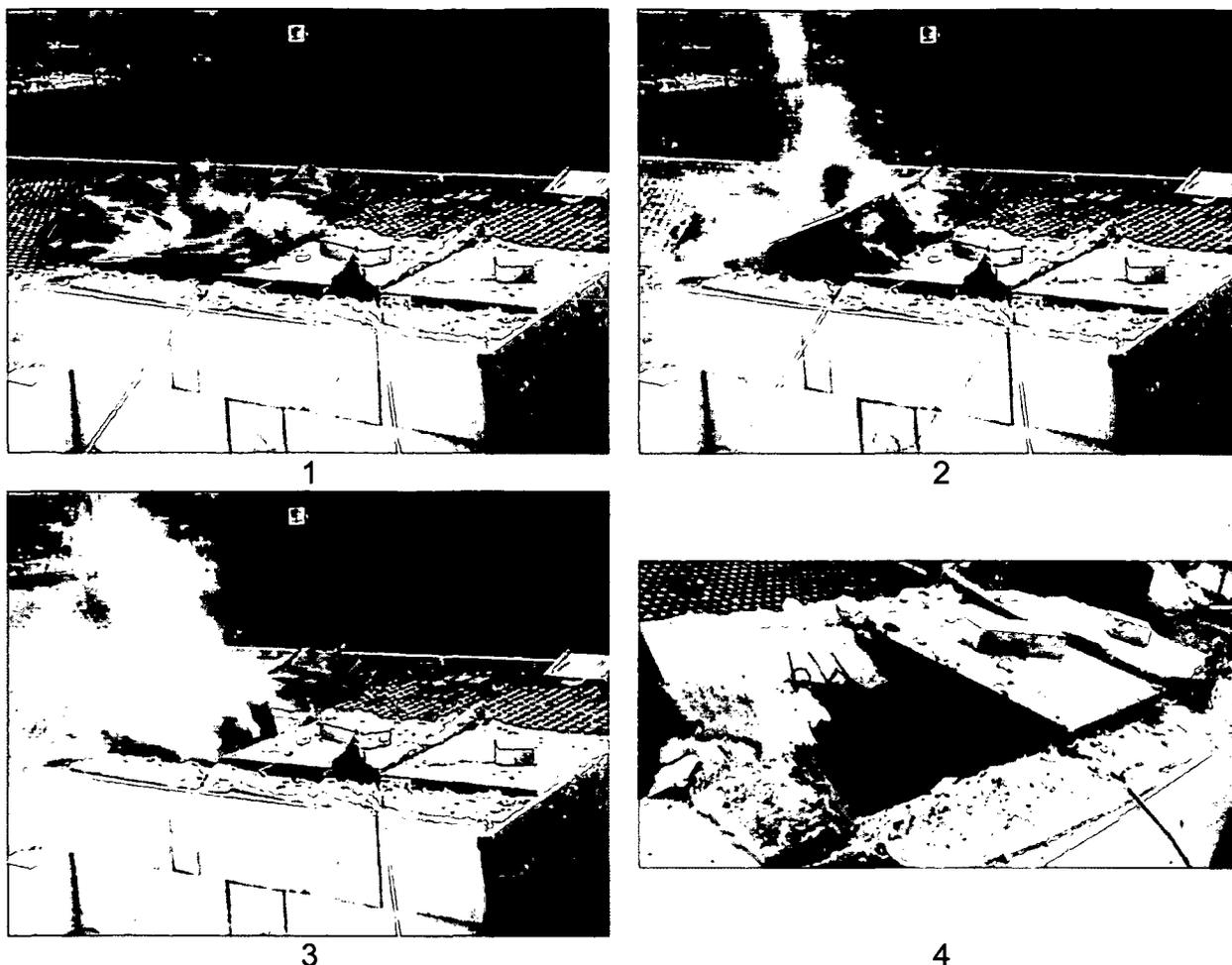


Abbildung 6-23: Szenarien einer Explosion bei UHPC mit Stahlfasern

### Erkenntnisse

- Die effektivste Wirkung gegen Abplatzungen bei Brandbeanspruchung von UHPC haben wie erwartet Polypropylenfasern.
- Zur Verhinderung von Abplatzungen sind mindestens  $2 \text{ kg/m}^3$  dieser Fasern notwendig. Besser wären Fasern mit geringerer Länge (etwa 3 mm).
- Nanosilika (KS 300) verbessert das Abplatzverhalten auch bei UHPC.
- Mit Stahlfasern alleine kann das Abplatzen nicht verhindert werden, lediglich die Abplatztiefe.
- Stahlfasern und Nanosilika gemeinsam verbessern das Abplatzverhalten deutlich.
- PP- Fasern und KS 300 (ca.  $35 \text{ kg/m}^3$ ) gemeinsam sind am effektivsten und ergeben in Kombination die beste Möglichkeit zur Verminderung von Abplatzungen bei UHPC.
- Die Einmischung von  $2 \text{ kg/m}^3$  PP-Fasern erschwert das Mischen und beeinflusst das Ausbreitmaß.

## 6.2 Temperaturabhängige Festigkeiten von UHPC

Im Folgenden wird auf die Untersuchungen von Druck- und Biegezugfestigkeitsänderungen von UHPC bei Temperaturbeanspruchung eingegangen und die Ergebnisse werden dokumentiert und diskutiert.

### 6.2.1 Mischungen

Der Beton selbst wurde dabei in seiner Zusammensetzung nicht verändert (siehe Tabelle 6-3), es wurden hier Stahl- und PP-Fasern mit unterschiedlichen Verhältnissen beigegeben und kombiniert. Der Grund dafür ist herauszufinden, wie sich die unterschiedlichen Fasermengen auf den Festigkeitsverlauf der Betone bei höheren Temperaturen auswirken.

#### Prüfmethode

Die Versuche erfolgten nach Lagerung der Proben im Wasser unter Normklima im Alter von 28 Tagen. Die Prüfkörper wurden mit konstanter Geschwindigkeit (5 K/min) auf die jeweilige Zieltemperatur aufgeheizt und dann 2 Stunden lang bei dieser Prüftemperatur gehalten. Danach wurden die Ofentür geöffnet und die Proben abgekühlt. Nach 24 Stunden (kalter Zustand) wurden die Biegezugfestigkeit (Mittelwert aus 3 Proben), und aus den Reststücken die Druckfestigkeit (Mittelwert aus 6 Proben) bestimmt. Die Maximaltemperatur bei diesen Untersuchungen betrug 1000 °C. Die Prüfung der Festigkeitswerte erfolgte in Temperaturschritten von jeweils 100 °C. Weiters wurde für jede Probe der Gewichtsverlust bestimmt. Infolge der Aufheizung kam es bei den nicht mit PP-Fasern bewehrten Proben stets zu Abplatzungen bzw. zur vollständigen Zerstörung der Probekörper.

Tabelle 6-3: Mischungszusammensetzung

Bestandteil	Hersteller	M1 Einwaage [kg/m <sup>3</sup> ]	M 2 Einwaage [kg/m <sup>3</sup> ]	M 3 Einwaage [kg/m <sup>3</sup> ]	M 4 Einwaage [kg/m <sup>3</sup> ]	M 5 Einwaage [kg/m <sup>3</sup> ]	M 6 Einwaage [kg/m <sup>3</sup> ]	M 7 Einwaage [kg/m <sup>3</sup> ]
Abmessung der Probe [cm]		4/4/16	4/4/16	4/4/16	4/4/16	4/4/16	4/4/16	4/4/16
Zuschlag 0,06/1	Quarz Fa. Kies- Union	1173	1172	1171	1139	1072	1138	11071
Zuschlag	Quarzmehl Fa. Kies- Union	70						
Wasser (W)		210						
Verflüssiger	Glenium 51	21						
Zement	CEM I 42,5 R (HS) WT 33	700						
Mikrosilica (SF)	Addiment. Siilicoll P	175						
Stahlfasern	Fa. Bekaert L = 6 mm	0	0	0	100	300	100	300
Polypropylen- faser 623 monofil.	L = 6 mm PP Fibrin	0	1	2	0	0	1	1
Summe		2.349	2.349	2.349	2.415	2.548	2.415	2.548
W/Z Wert		0,30						
W/B Wert (W+FM)/(Z+kxSF)		0,27						

## 6.2.2 Biegezugfestigkeit

In Abbildung 6-24 ist die Biegezugfestigkeit in Abhängigkeit von der Temperatur dargestellt. Deutlich ersichtlich ist, dass bei den Mischungen M1, M4, und M5 (ohne PP-Fasern) eine Temperaturbeanspruchung bei den gegebenen Bedingungen nur bis max. 300 °C möglich ist. Temperaturen darüber hinaus führten zu einer Zerstörung des Betons (siehe Abbildung 6-25 und Abbildung 6-26). Der Festigkeitsverlauf zeigt, dass ein genereller Abfall im Bereich von 100 °C gegeben ist. Danach steigen die Festigkeiten wieder an, bis zu einer maximalen Temperatur von 300 °C (hydrothermale Rissheilung). Bei ca. 500 °C haben die Probekörper etwa 50 % von der Ausgangsfestigkeit verloren. Im Bereich zwischen 500 und 600 °C kommt es zu massiven Festigkeitsverlusten bis zu 30 % (Quarzsprung bei 573 °C bewirkt Volumenvergrößerung). Die beste Kombination für die Biegezugfestigkeit ergibt sich bis 300 kg/m<sup>3</sup> Stahlfasern und 1 kg/m<sup>3</sup> Polypropylen-Fasern in der Mischung (M7). Eine Steigerung des PP-Faseranteils auf 2 kg/m<sup>3</sup> führt zu keinen nennenswerten Veränderungen im Festigkeitsverhalten. Ab einer Temperatur von 600 °C kam es zu einer Rosa-Verfärbung des Betons. Ursache dafür ist die Oxidation der Stahlfasern (siehe Kapitel 6.2.5).

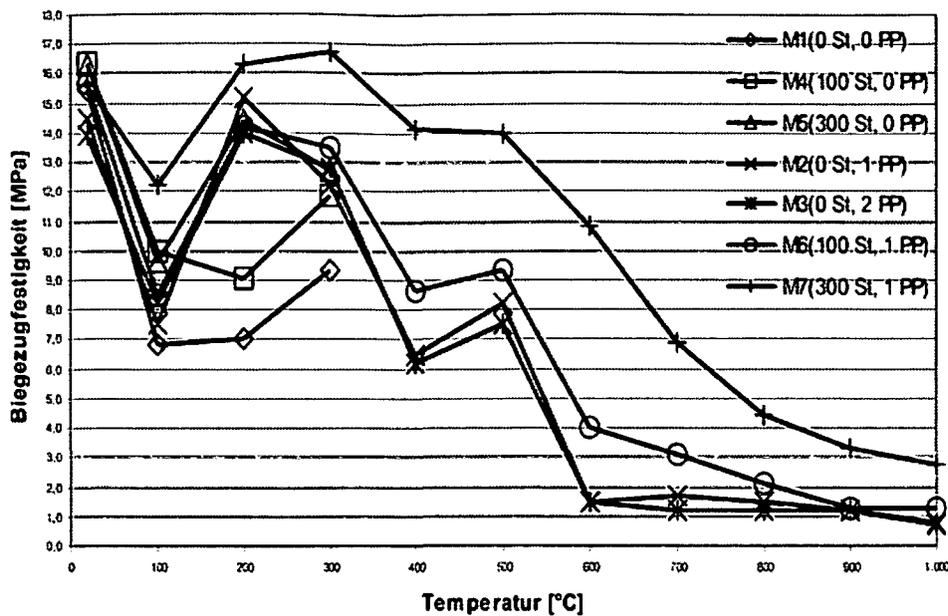


Abbildung 6-24: Verlauf der Biegezugfestigkeit unter Temperaturbelastung



Abbildung 6-25: Prüfkörper vor dem Versuch



Abbildung 6-26: Prüfkörper nach dem Versuch bei 400 °C

### 6.2.3 Druckfestigkeit

Auf der Abbildung 6-27 und Abbildung 6-28 ist der Verlauf der Druckfestigkeit bei unterschiedlichen Temperaturen zu sehen. Für diesen Beton spezifisch ist die teilweise enorme Zunahme der Festigkeit bei höheren Temperaturen bis 300°C. Dies deutet auf eine Nachhydratation aufgrund der Temperatureinwirkungen hin. Zusätzlich erfolgt bei ca. 230 °C eine hydrothermale Phasenumwandlung im Zement

mit der Bildung von Xonolit  $C_6S_6H$ . Wie schon bei den Biegezuguntersuchungen angedeutet, ergibt auch bei der Druckfestigkeit eine Kombination von Stahl- und PP-Fasern hinsichtlich des Temperaturverhaltens das beste Ergebnis. Mit der Zugabe von Stahlfasern kann der Festigkeitsrückgang im Bereich von 100 °C kompensiert werden.

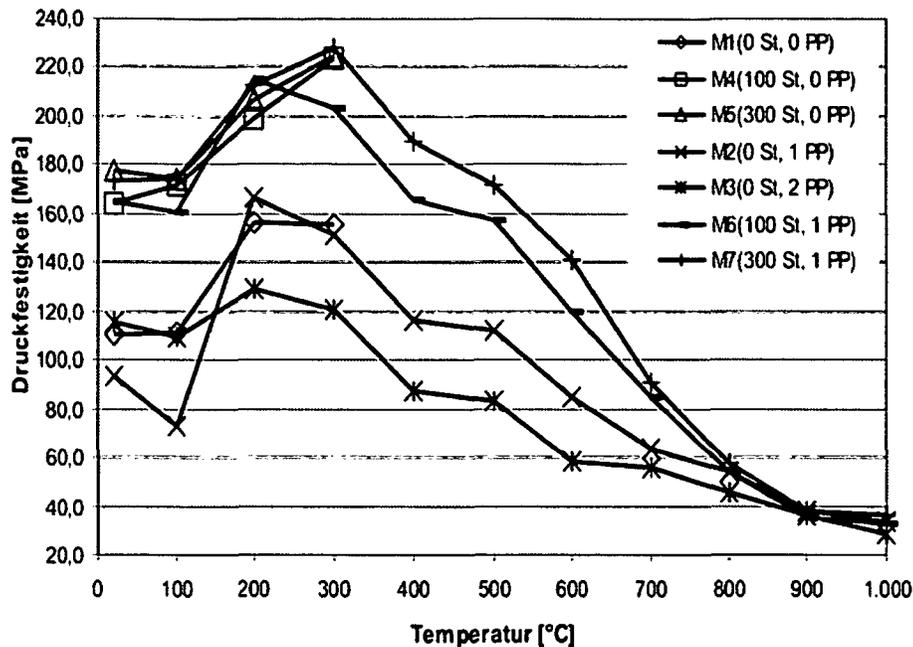


Abbildung 6-27: Verlauf der Druckfestigkeit des UHPC unter Temperaturbelastung

Auf Abbildung 6-28 ist zusätzlich ein Vergleich der Festigkeitsentwicklung mit Werten für Hochfesten Beton (HPC) nach dem Eurocode 2 ( $k_c(\theta)$ -Werte) dargestellt. Die relativen Festigkeiten von UHPC liegen bei allen Mischungen deutlich über den EC2- Werten für HPC. Es konnte somit gezeigt werden, dass für Brandschutzbemessungen von UHPC-Betonen die temperaturabhängige Veränderung der Druckfestigkeit nach EC 2 verwendbar ist. Voraussetzung ist jedoch, dass das Auftreten von Abplatzungen verhindert wird (PP-Fasern und möglichst KS 300 müssen enthalten sein!). Dem Verlauf des temperaturabhängigen E-Moduls ist derzeit noch durch Versuche Rechnung zu tragen.

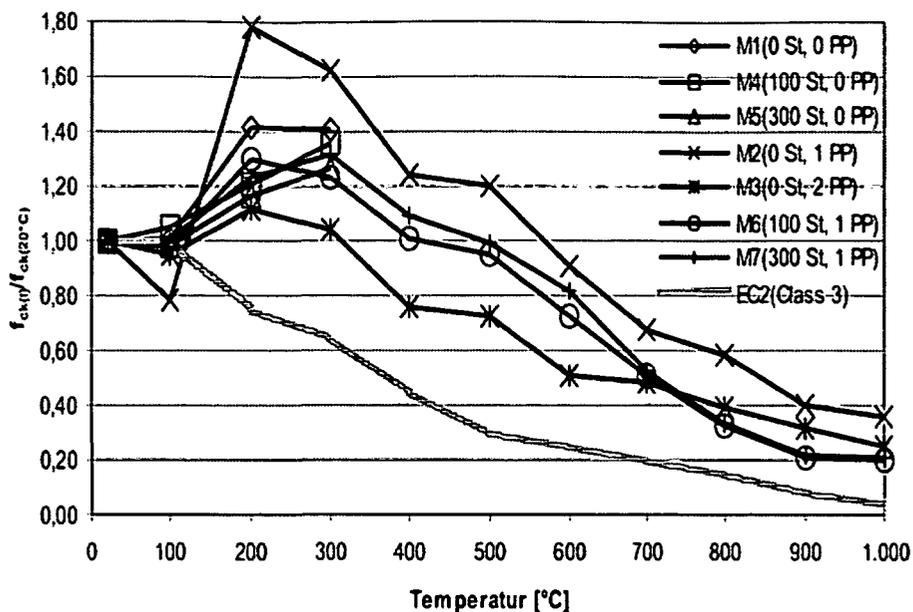


Abbildung 6-28: Verlauf der normierten Druckfestigkeit von UHPC im Vergleich zum EC 2

### 6.2.4 Gewichtsverlust

Der in Abbildung 6-29 dargestellte Verlauf des Masseverlustes bei unterschiedlichen Temperaturen zeigt einen markanten Abfall (bis zu 5 %) zwischen 100 und 200 °C. Zwischen 200 und 300 °C erfolgt ein weiterer Verlust von bis zu 3 %. Danach ergibt sich ein beinahe linear bis auf 700 °C ein Gewichtsverlust von 4 %. Nach einem stärkeren Gewichtsverlust bei 800 °C ist keine Reduktion mehr gegeben.

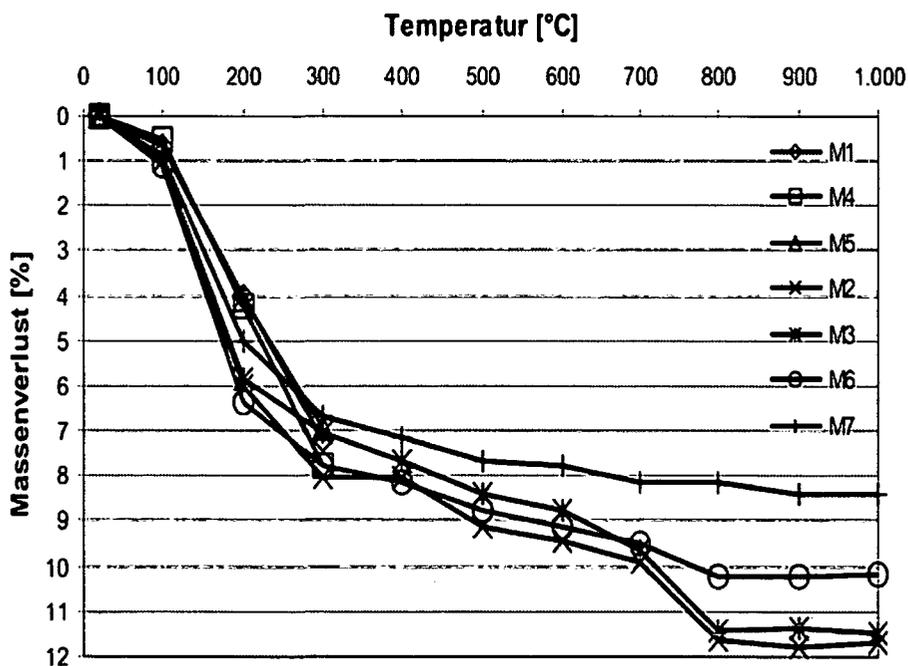


Abbildung 6-29: Masseverlust während der Temperaturbelastung

Der geringste Masseverlust ist analog den Biegezug- und Druckprüfungen, bei der Mischung M7 gegeben. M2 und M3 (nur PP-Fasern) haben ab einer Temperatur von

700 °C einen deutlich höheren Massenverlust als jene mit Stahl- und PP-Fasern. Eine Erklärung für dieses Phänomen liegt nicht vor. Abschließend ist zu sagen, dass das Verhalten von UHPC bei erhöhten Temperaturen schwieriger zu beurteilen ist als bei Normalbeton. Ohne PP-Fasern kann es zu Abplatzungen und zu Zerstörungen im Betongefüge kommen [76]. Mit der Zugabe von Stahl- und PP-Fasern kann das Temperaturverhalten von UHPC, wie die Ergebnisse gezeigt haben, markant verbessert werden.

### 6.2.5 REM – Untersuchungen

Mittels REM – Aufnahmen an temperaturbeanspruchten Betonproben wurde versucht herauszufinden, bei welcher Temperatur eine sichtbare, thermische Schädigung zwischen der Matrix und der eingemischten Stahlfasern auftritt. Eine konventionelle Bewehrung entfällt bei ja bei diesem Beton, es werden im Bedarfsfall spezielle Fasern beigemischt. Daher ist es wichtig zu wissen, wie sich solche eingemischten Fasern im Brandfall verhalten.

Dazu wurden Probestücke von ca. 1 cm<sup>3</sup> vom Rand der Proben entnommen. Die Proben wurden in einem Plastiksack evakuiert gelagert bis zur Prüfung (92 Tage). Eine zusätzliche Trocknung der Proben war nicht notwendig. Abschließend wurde bei den Proben bei ca. 18 mTorr ( $237 \times 10^{-6}$  bar) eine ca. 5 nm dicke Gold-Paladium Schicht aufgedampft (leitendes Medium). In den folgenden Abbildungen sind einige wesentliche Ergebnisse der REM- Untersuchungen bei den unterschiedlichen Temperaturen aufgezeigt.



Abbildung 6-30: Stahlfaser im UHPC bei 100 °C, 400 fach



Abbildung 6-31: Stahlfaser im UHPC bei 200 °C, 200 fach



Abbildung 6-32: Stahlfaser im UHPC bei 200 °C, 1000 fach



Abbildung 6-33: Stahlfaser im UHPC bei 300 °C, 100 fach



Abbildung 6-34: Stahlfaser im UHPC bei 300 °C, 500 fach

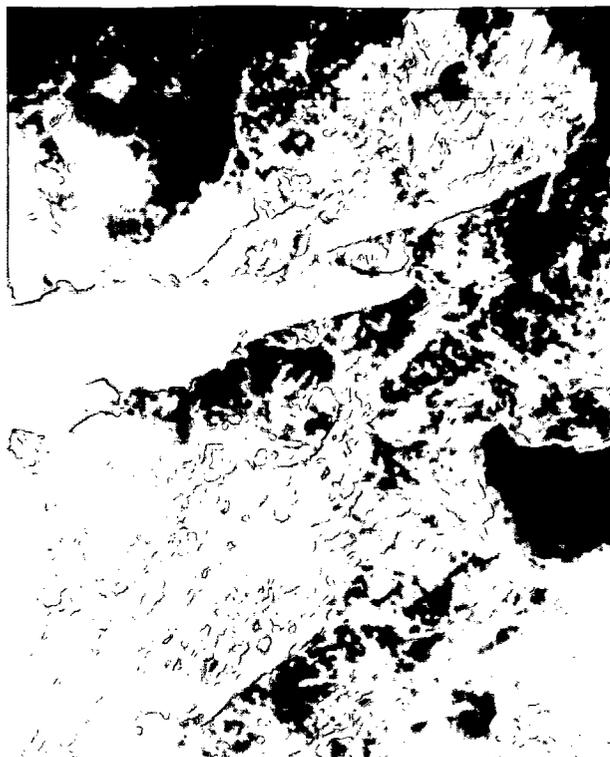


Abbildung 6-35: Stahlfaser im UHPC bei 400 °C, 100 fach



Abbildung 6-36: Stahlfaser im UHPC bei 400 °C, 1000 fach

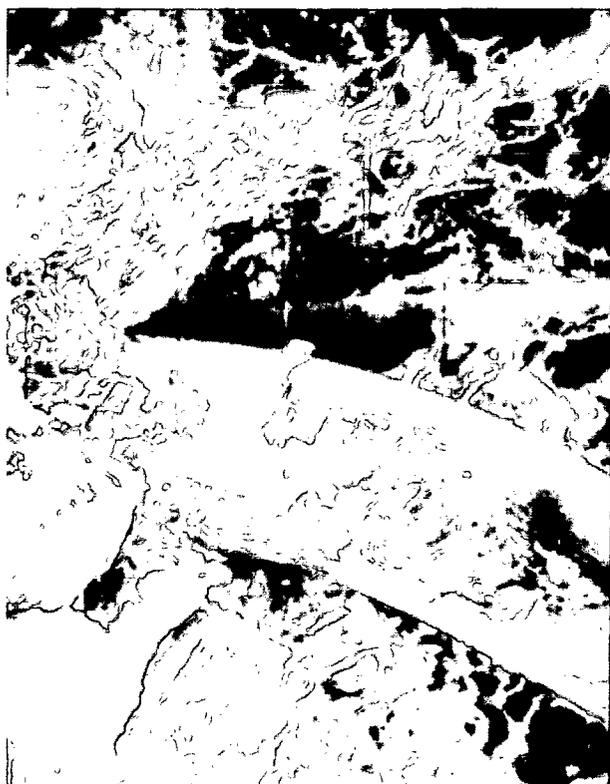


Abbildung 6-37: Stahlfaser im UHPC bei 500 °C, 250 fach

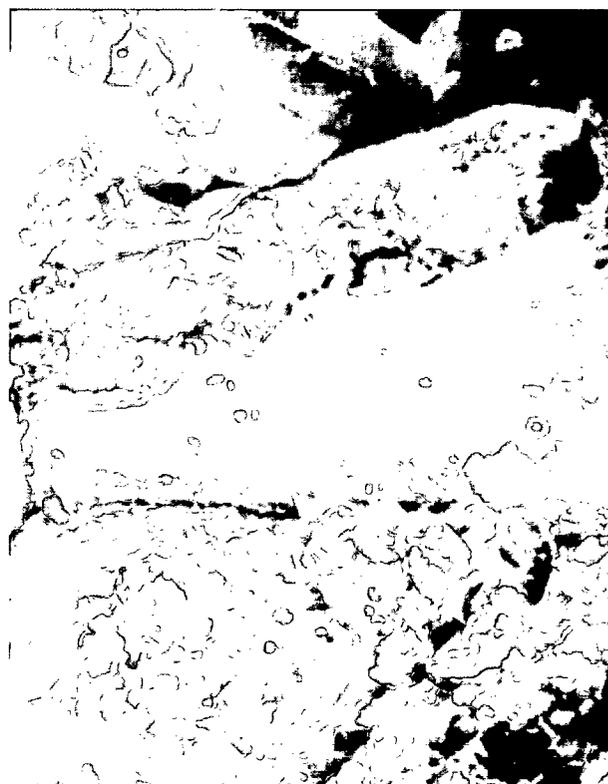


Abbildung 6-38: Stahlfaser im UHPC bei 500 °C, 400 fach

Auf der Abbildung 6-38 (rechter Rand) sind dehydrierte Calciumhydrattropfen auf der Stahlfaser zu erkennen. Abbildung 6-39 und Abbildung 6-40 zeigen diese in vergrößerter Form.



Abbildung 6-39: Auf Stahlfaser im UHPC bei 500 °C dehydriertes  $\text{Ca(OH)}_2$ , 2500 fach



Abbildung 6-40: Detail 5000 fach

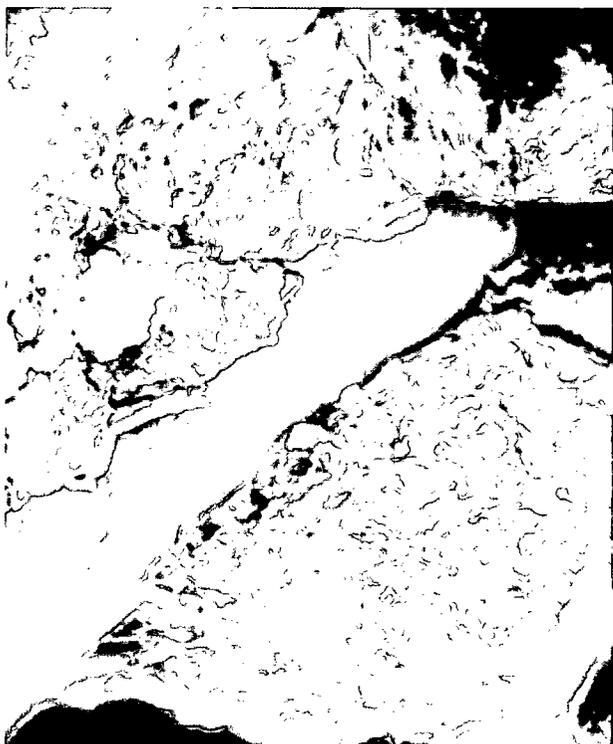


Abbildung 6-41: Stahlfaser im UHPC bei 600 °C, 200 fach

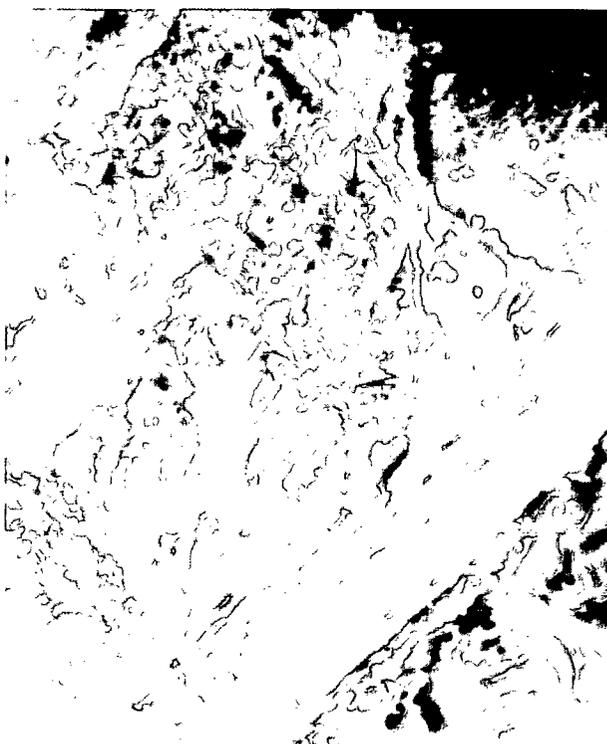


Abbildung 6-42: Stahlfaser im UHPC bei 600 °C, 400 fach



Abbildung 6-43: Stahlfaser im UHPC bei 700 °C, 400 fach, Oberfläche leicht oxidiert

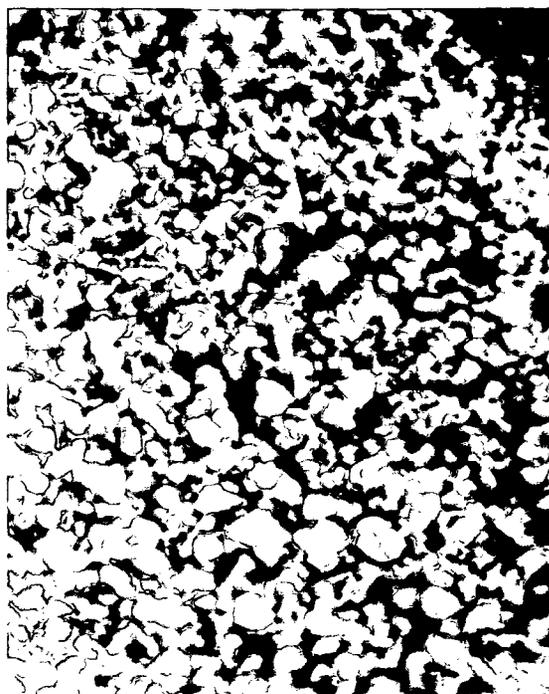


Abbildung 6-44: Oxidation (Rost) an der Stahlfaseroberfläche, 2500 fach

Ab Temperaturen größer 500 °C beginnt die Stahlfaser oberflächlich, aufgrund der thermischen Belastung, zu oxidieren (siehe Abbildung 6-42). Abbildung 6-44 zeigt die oberflächliche Oxidation im Detail. Die Faser verliert deutlich an Festigkeit. Das zeigt auch der Verlauf der Festigkeit des UHPC bei höheren (Abbildung 6-28), dass bei einer Temperatur über 500 °C die Festigkeiten markant zurückgehen. Bei gesteigerter thermischer Belastung führt dies zur kompletten Zersetzung der Fasern.



Abbildung 6-45: Stahlfaser im UHPC bei 800 °C, 400 fach



Abbildung 6-46: Stahlfaser im UHPC bei 800 °C, 700 fach



Abbildung 6-47: Stahlfaser im UHPC bei 900 °C, 1000 fach

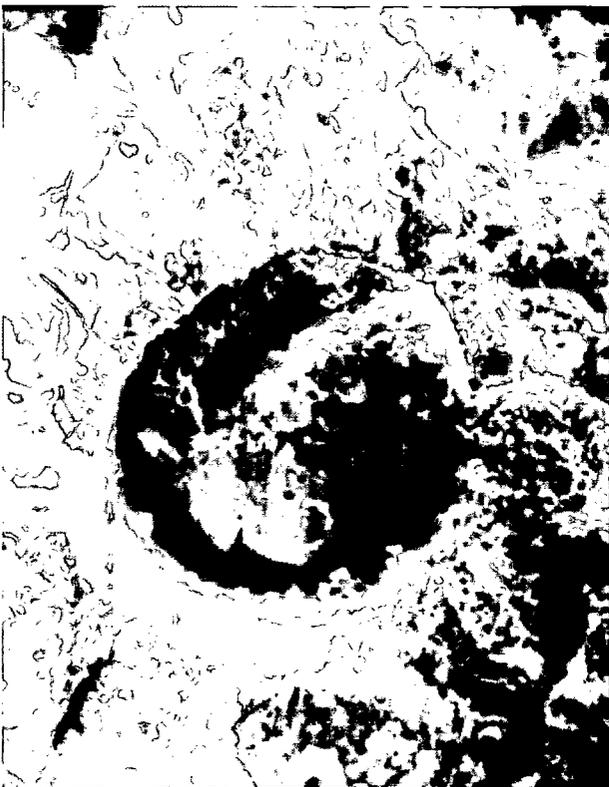


Abbildung 6-48: Stahlfaser im UHPC bei 1000 °C, 400 fach

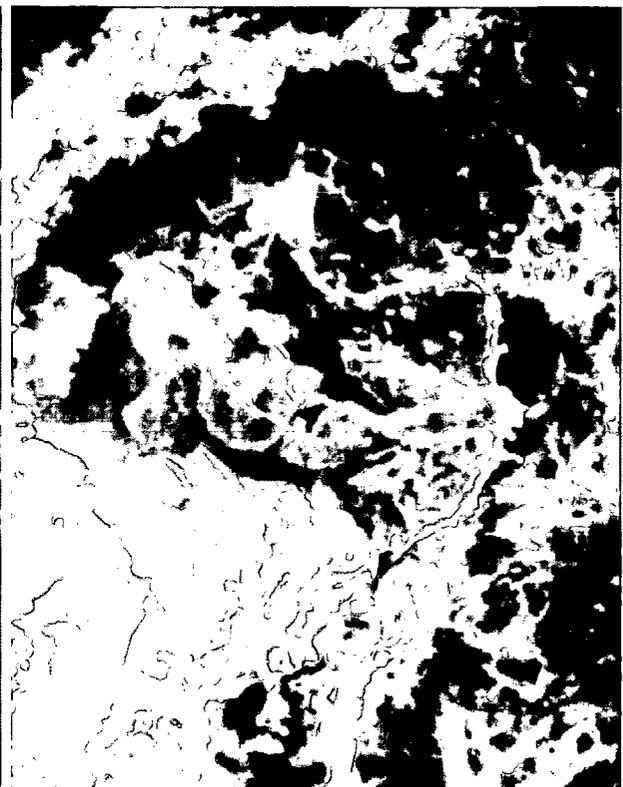


Abbildung 6-49: Stahlfaser im UHPC bei 1000 °C, 1000 fach

Bei 700 °C (siehe Abbildung 6-43) ist erstmals ganz deutlich eine oberflächliche Oxydation der Faser zu erkennen. Dies zeigt sich auch an der Bruchfläche durch eine leichte Rosafärbung (vgl. Abbildung 6-50). Bei gesteigerter Temperaturbeanspruchung führt dies zur kompletten Zersetzung der Stahlfasern.

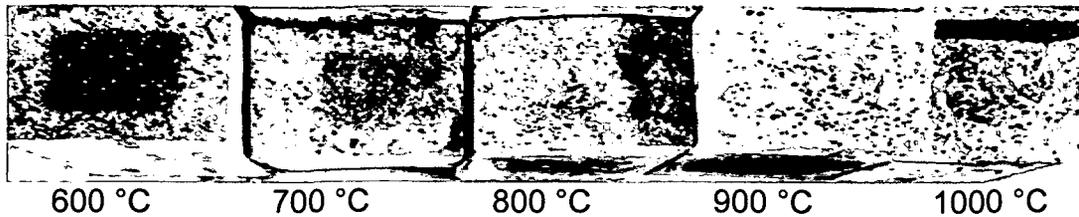


Abbildung 6-50: Probekörper-Querschnitte nach Temperaturbeanspruchung bei 600 °C bis 1000 °C mit 2 Stunden Haltezeit

Der Festigkeitsbeitrag der hier verwendeten Stahlfasern ist also ab Temperaturen > 500 °C aufgrund des Festigkeitsrückganges und des Verlustes des Haftverbundes des Stahls deutlich eingeschränkt.

### 6.2.6 XRD- Analysen

Mit Hilfe der Röntgenbeugungsanalyse (Röntgendiffraktometrie –XRD) wurde die qualitative Ermittlung der Phasenzusammensetzung, d.h. die Identifizierung kristalliner Mineralien bzw. Phasen in den Mischungen vorgenommen. Auf die Funktionsweise der Röntgenbeugung wird hier nicht näher eingegangen, dazu wird auf [36] verwiesen. Die Beugungsanalyse wurde hier an Pulverpräparaten mit einem Korndurchmesser < 63  $\mu\text{m}$  durchgeführt.

Bei der Aufmahlung der Proben muss in der Regel darauf geachtet werden, dass Verunreinigungen mit anderen kristallinen Mineralphasen vermieden werden, da dies zu unterschiedlichen Intensitäten führt. Bei diesen Untersuchungen war dies aber erwünscht, um z.B. Rückschlüsse auf etwaige Oxidation zu bekommen. Zu Erkennen war dies durch den Anstieg der Intensität (Peak). Bemerkbar ist dieses hier ab Temperaturen größer 500 °C. Intakte Stahlfasern wurden vor dem Aufmahlen aus den Reststücken heraus getrennt.

In den Abbildungen bedeuten:

- P Portlandit
- Q Quarz
- K Calcit
- KM Klinkerminerale, (i.Sp.  $\beta\text{-C}_2\text{S}$ )

Es folgen nun die Röntgenanalysen bei den jeweiligen Temperaturen bis 1000 °C.

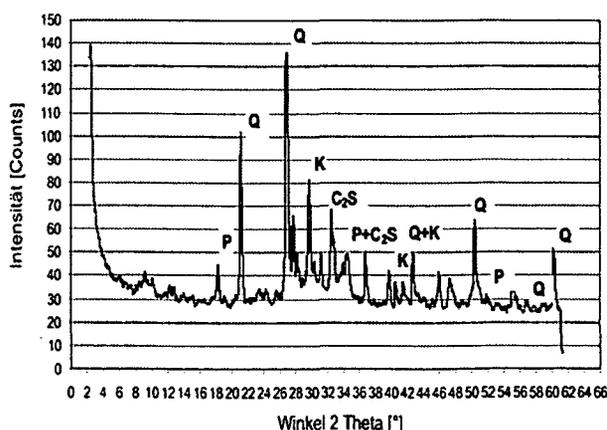


Abbildung 6-51: Röntgenanalyse nach Erwärmung auf 100 °C

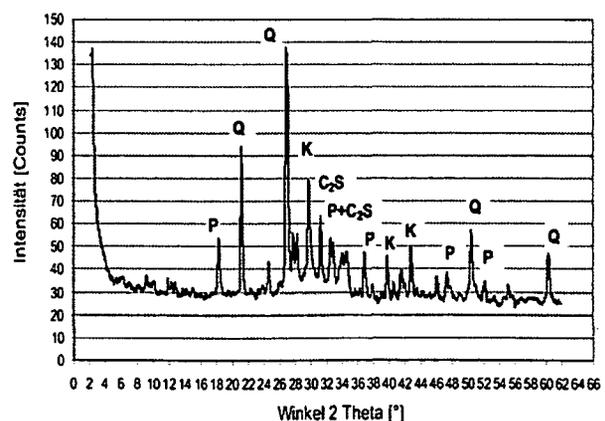


Abbildung 6-52: Röntgenanalyse nach Erwärmung auf 200 °C

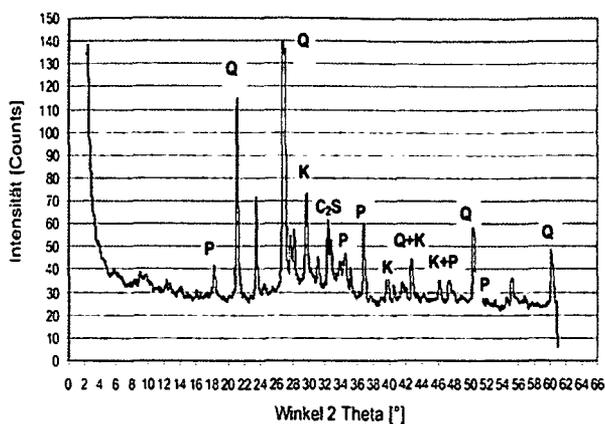


Abbildung 6-53: Röntgenanalyse nach Erwärmung auf 300 °C

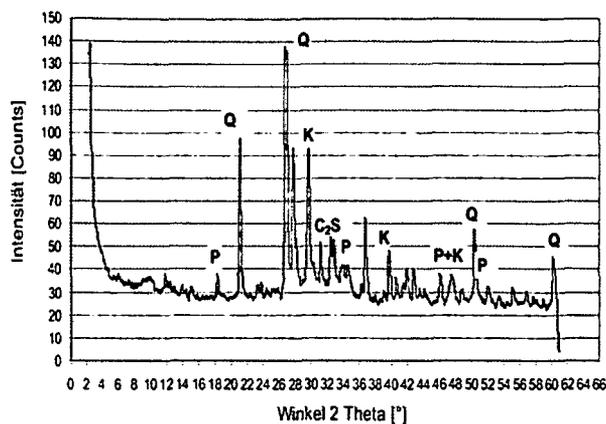


Abbildung 6-54: Röntgenanalyse nach Erwärmung auf 400 °C

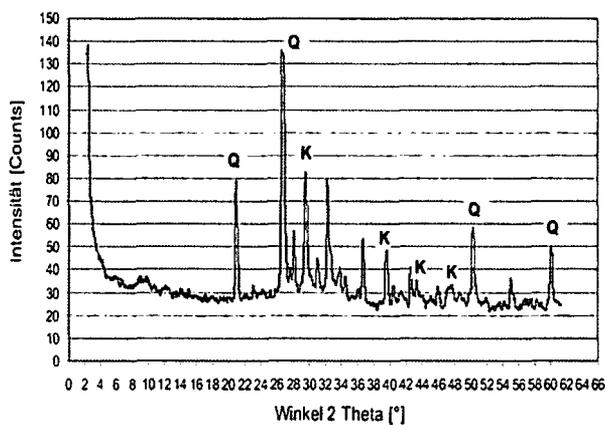


Abbildung 6-55: Röntgenanalyse nach Erwärmung auf 500 °C

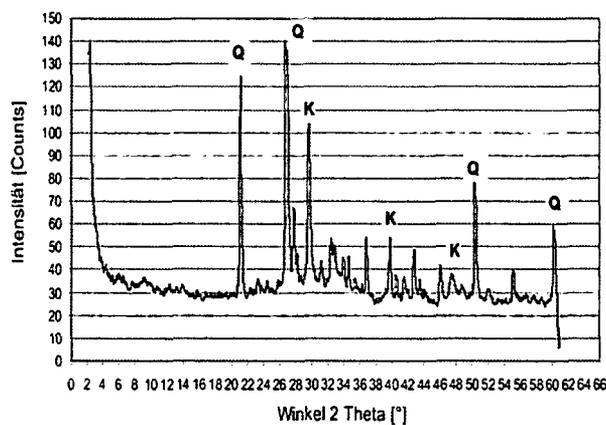


Abbildung 6-56: Röntgenanalyse nach Erwärmung auf 600 °C

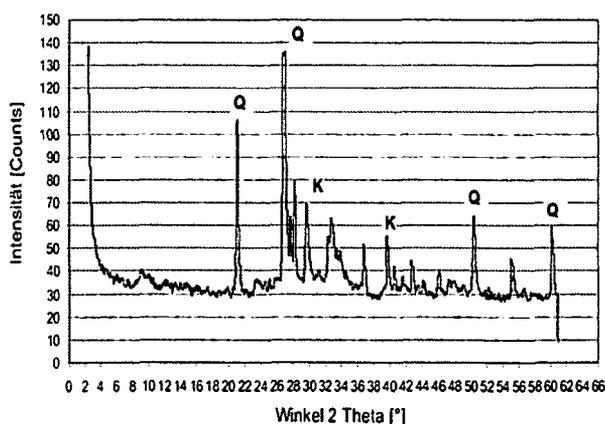


Abbildung 6-57: Röntgenanalyse nach Erwärmung auf 700 °C

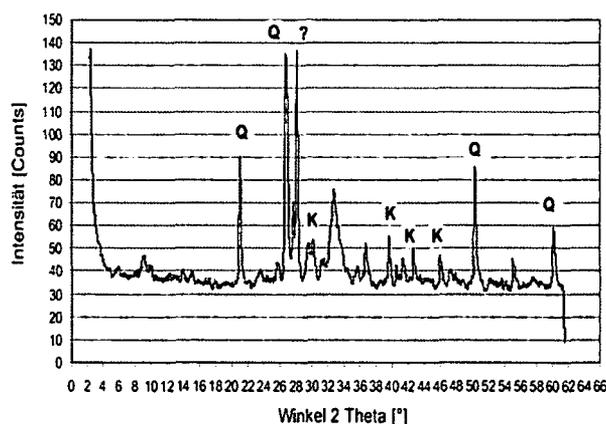


Abbildung 6-58: Röntgenanalyse nach Erwärmung auf 800 °C

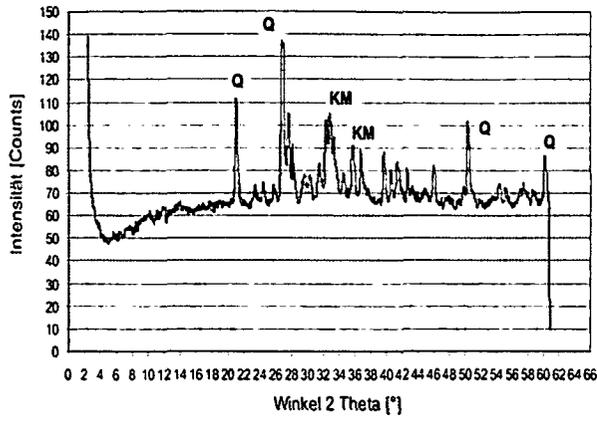


Abbildung 6-59: Röntgenanalyse nach Erwärmung auf 900 °C

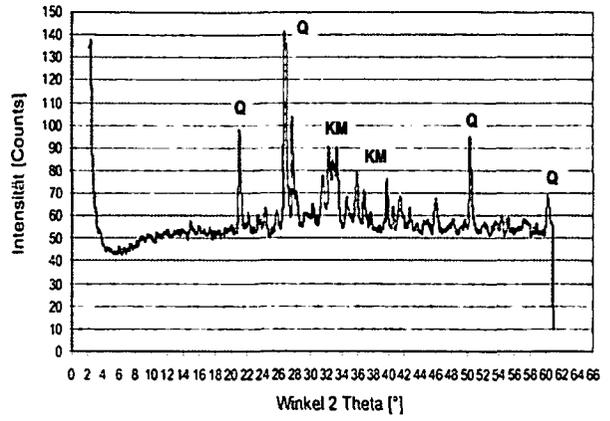


Abbildung 6-60: Röntgenanalyse nach Erwärmung auf 1000 °C

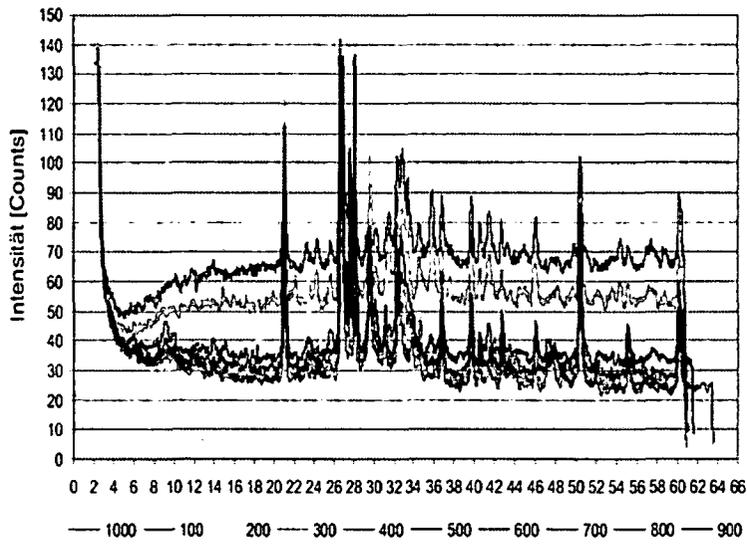


Abbildung 6-61: Röntgenanalyse bei unterschiedlichen Temperaturen

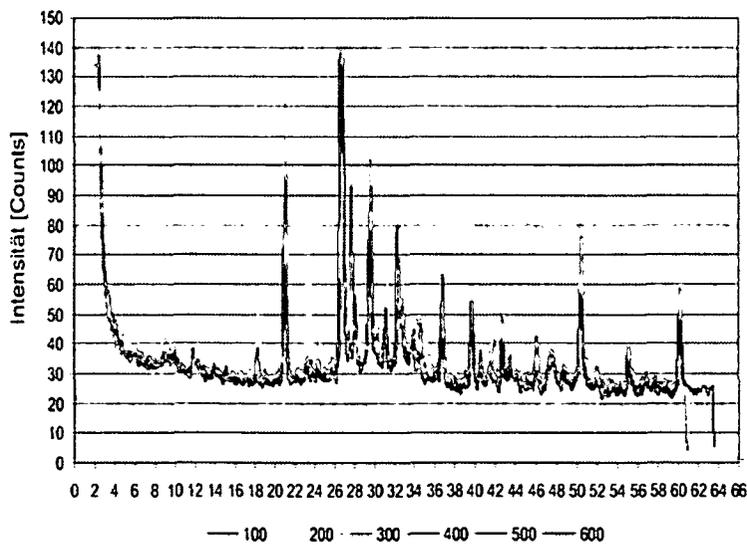


Abbildung 6-62: Röntgenanalysen bis 500 °C

Abbildung 6-62 zeigt die Röntgenanalysen bis zu einer Temperatur von 500 °C. Hieraus wird ersichtlich, dass sich die Grundintensität kaum ändert. Das deutet darauf hin, dass keine zusätzlichen kristallinen Oxidationsprodukte aus der Stahlfasern beinhaltet sind.

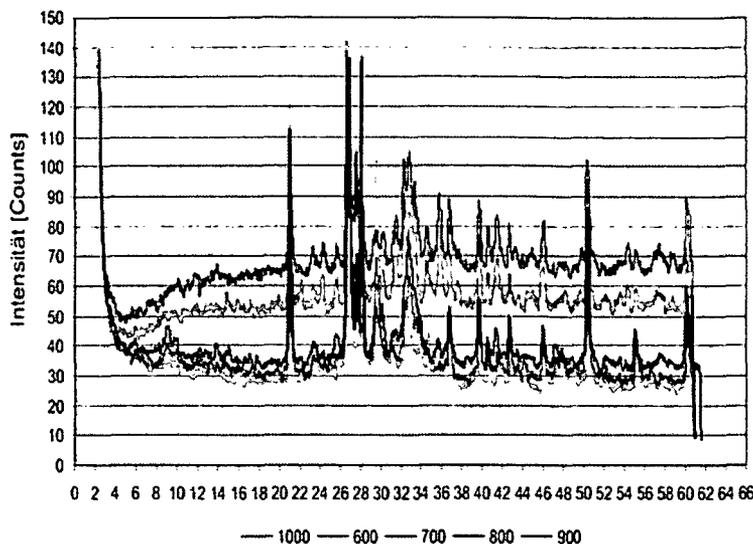


Abbildung 6-63: Röntgenanalysen ab 600 °C

Aus Abbildung 6-63 wird hingegen ersichtlich, dass ab Temperaturen von 600 °C die Grundintensität ansteigt. Der Grund ist, dass hier bereits Eisenoxid im Probenstaub vorhanden ist.

Aus dieser Auswertung lässt sich noch folgendes erkennen:

Bis Temperaturen von 500 °C lässt sich keine signifikante Änderung im Hinblick auf Kristallumbildungen erkennen. Die Diagramme werden dominiert von Quarz-Peaks (Tiefquarz). Weder Xonolith noch Tobermorith wurden detektiert. Dies ist auch in [77] übereinstimmend dokumentiert.

Ab einer Temperatur von 500 °C ist das Portlandit nicht mehr vorhanden. Ab einer Temperatur von über 800 °C ist das Calcit deutlich reduziert. Bei Temperaturen über 800 °C sind Klinkerminerale (spez.  $\beta$ -C<sub>2</sub>S) vorhanden. Dies wurde auch mit Ergebnissen aus einer DTA/TG-Untersuchung übereinstimmend bestätigt (siehe Abbildung 6-64).

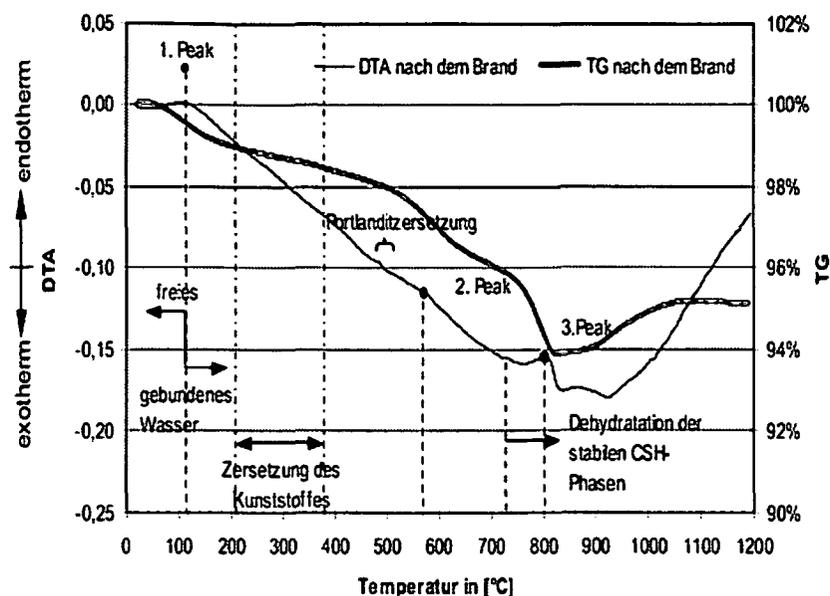


Abbildung 6-64: Thermische Analyse am UHPC vor und nach einem Brandversuch

Der in Abbildung 6-64 auftretende 3. DTA – Peak kann der Dehydratation der stabilen CSH – Phasen unter Bildung von  $\beta$  –  $C_2S$  gemäß Gleichung 6-1 zugeschrieben werden (vgl. [22]).



Gleichung 6-1: Zersetzung der CSH – Phasen unter Bildung von  $\beta$  –  $C_2S$

Mit den Untersuchungen konnte somit gezeigt werden, dass sich eingebettete Stahlfasern im Beton bei gegebener Temperaturbeanspruchung ab Temperaturen über 500 °C markant ändern. Die Fasern beginnen zu oxidieren und verlieren rasch an Festigkeit.

### 6.3 Strukturuntersuchungen mittels Quecksilber-Druck-Porosimetrie an ultrahochfestem Beton bei hohen Temperaturen

Zur Erfassung der Änderungen der Mikrostruktur des Betons bei thermischer Beanspruchung wurden aus einem Würfel (10/10/10 cm<sup>3</sup>) mittels diamantbesetzter Kreissäge würfelförmige Probekörper von etwa 1/1/1 cm<sup>3</sup> Größe herausgeschnitten. Die Proben wurden in einem Muffelofen auf 80, 120, 180, 250, 360, 450, 550, 650, 750 und 850 °C mit einer Aufheizgeschwindigkeit < 5 K/min aufgeheizt und bei Versuchstemperatur 4 Stunden temperiert.

Um das beobachtete Zerplatzen der Würfelproben während der zügigen Aufheizung über 250 °C hinaus auszuschließen, wurde bei allen Proben die Temperatur von 180 °C zunächst eine Stunde lang gehalten, bevor die Temperatur weiter gesteigert wurde.

Nach der Temperierung wurde unter Nutzung der natürlichen Abkühlgeschwindigkeit des Ofens langsam wieder bis auf Raumtemperatur abgekühlt. Bis zur Durchführung der Messungen wurden sie nach der Entnahme aus dem Ofen im Exikator über Kieselgel gelagert. Die thermisch unbeanspruchte Referenzprobe wurde bei Raumtemperatur 14 Tage im Vakuum getrocknet.

Die Ermittlung der Porositätskennwerte erfolgte mittels der Quecksilberdruckporosimetrie. Hierzu wurde ein Quecksilberdruckporosimeter der Firma CE- Instruments (TYP PASCAL 140 bzw. PASCAL 440) verwendet, welches den Porenradienbereich von 50  $\mu\text{m}$  bis 3,75 nm erfasst. Für die Auswertung der Messergebnisse wurde ein konstanter Kontaktwinkel zwischen Betonoberfläche und Quecksilber von  $141,3^\circ$  angenommen.

Zur Ermittlung der für die Auswertung der Porositätsmessergebnisse erforderlichen Reindichte (=sample density in  $\text{g}/\text{cm}^3$ ) wurde bei  $105^\circ\text{C}$  getrocknetes Probenmaterial in einer Scheibenschwingmühle pulverisiert. Anschließend wurde die Reindichte mittels Heliumpyknometer bestimmt. Sie beträgt  $2,95 \text{ g}/\text{cm}^3$ .

### Auswertung

Auf Abbildung 6-65 ist deutlich zu erkennen, wie sich durch das Aufheizen des Betons die Porenstruktur verändert. Die Gelporosität ( $\sim 10 \text{ nm}$ ) bei  $20^\circ\text{C}$  verändert sich sukzessive durch die Wärmezufuhr ab ca.  $550^\circ\text{C}$  in Richtung Kapillarporosität. Bei Normaltemperatur sind sehr viele Gelporen vorhanden. Im Zuge des Aufheizens werden die Gelporen zu Kapillarporen, d.h. durch die Temperaturbeanspruchung werden Porenradien größer.

Entscheidend für das Abplatzen ist die Tatsache, dass sich zwischen  $250$  und  $360^\circ\text{C}$  (Peak bei ca.  $700 \text{ nm}$ ) ein neues Rissssystem entwickelt. Aus Abbildung 4-10 ist erkennbar, dass zwischen  $300$  und  $350^\circ\text{C}$  der Dampfdruck von  $8 \text{ N}/\text{mm}^2$  auf  $16 \text{ N}/\text{mm}^2$  verdoppelt wird (vergleiche mit Abbildung 4-10). Dieser Druckanstieg zeigt sich in Abbildung 6-65 durch das Entstehen eines neuen Rissystems. Diese Tatsache ist ausschlaggebend für das Eintreten von explosiven Abplatzungen und bestätigt das Ergebnis, dass es beim stetigen Aufheizen der Proben über  $300^\circ\text{C}$  zur Kollabierung des Materials kommt.

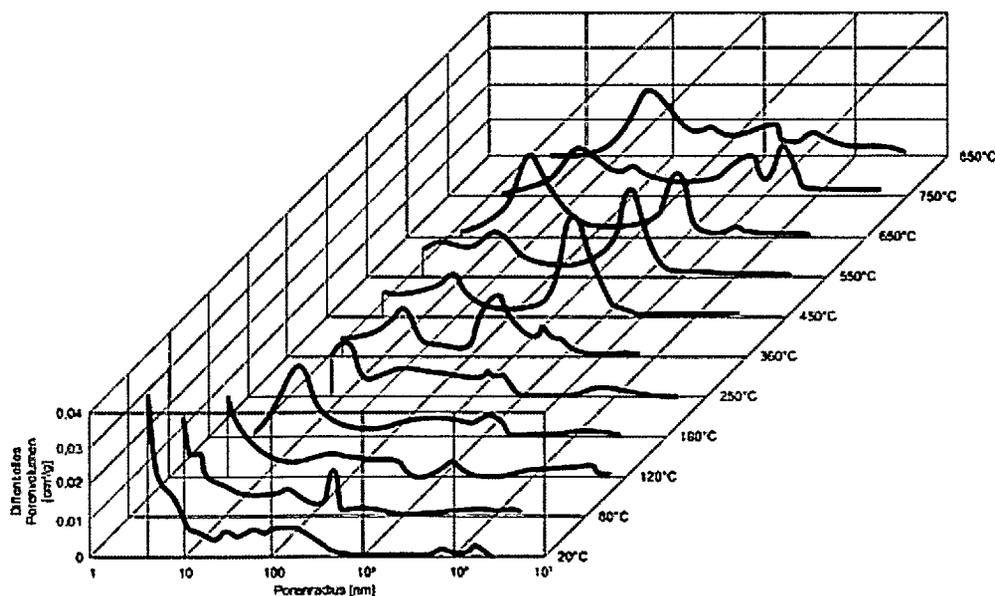


Abbildung 6-65: Differentielles Porenvolumen des UHPC bei verschiedenen Temperaturen

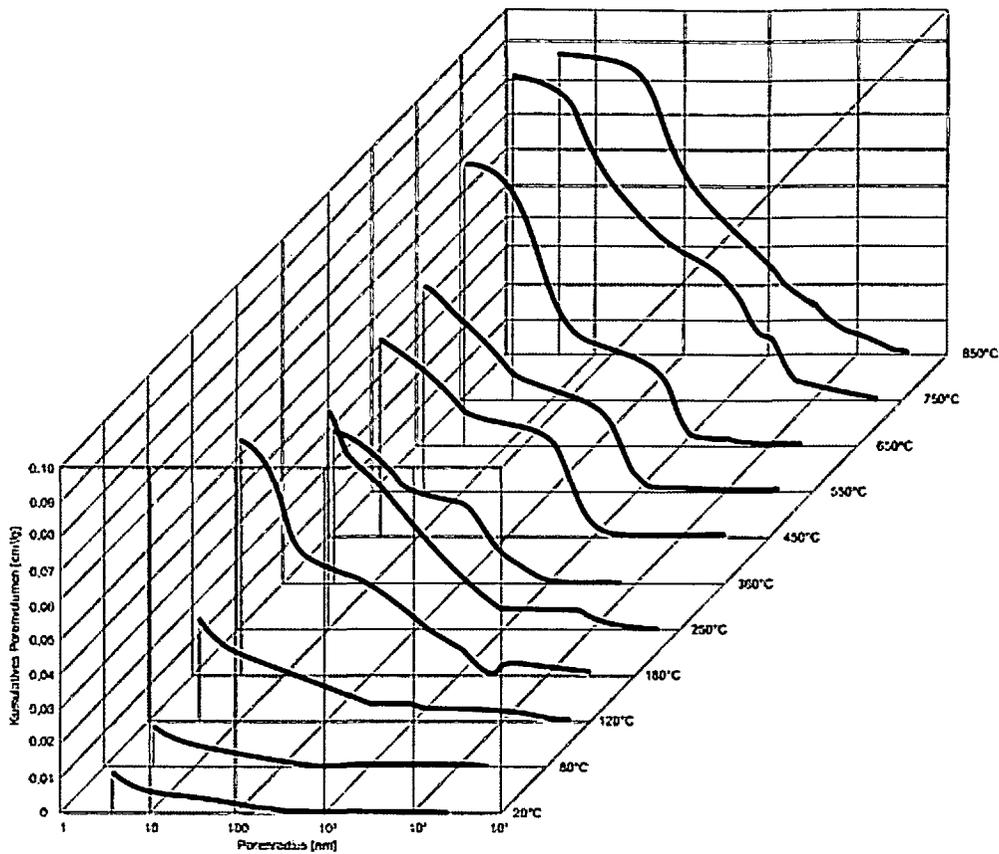


Abbildung 6-66: Kumulatives Porenvolumen des UHPC bei verschiedenen Temperaturen

In Abbildung 6-66 ist das Kumulative Porenvolumen dargestellt. Auch hier lässt dich sehr deutlich die Zunahme der kumulativen Porosität (Gesamtporosität) im Temperaturbereich zwischen 250 und 360 °C erkennen.

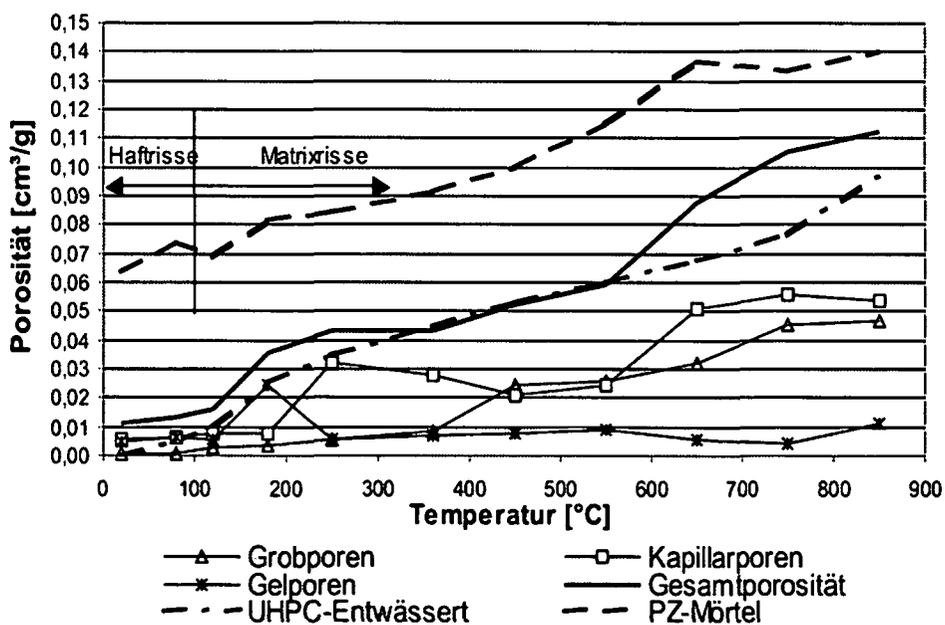


Abbildung 6-67: Zusammenstellung der Porositäten in Abhängigkeit von der Temperatur

Aus der Abbildung 6-67 ist zu erkennen, dass im Bereich von 20 °C bis 250 °C die Zunahme der Gesamtporosität mit dem Wasserverlust konform geht. Die mittels Quecksilbermethode gemessene Porosität bleibt im Temperaturbereich 250 °C bis 350 °C in etwa konstant. Dies ist aller Wahrscheinlichkeit nach darauf zurückzuführen, dass die feinen oberflächennahen Luftporen über aufgeweitete Risse bereits beim Auffüllen der Proben mit Quecksilber gefüllt werden und der entsprechende Porenraum bei der anschließenden Messung nicht mehr registriert wird.

Zwischen 350 °C und 550 °C verlaufen die Porositätskurven aus Abbildung 6-67 und Abbildung 6-66 etwa analog, d.h., hier entspricht die Porenvolumenzunahme dem durch Entwässerung frei werdenden Raum. Oberhalb von 550 °C nimmt das mittels Quecksilberdruckporosimetrie bestimmte Porenvolumen etwas stärker zu als das auf Wasserverlust zurückzuführende Porenvolumen. Vermutlich geht hier ein Teil der Porenvolumenzunahme auf die durch die Quarzumwandlung initiierte Mikrorissbildung und Öffnung noch vorhandener grober Luftporen im Probeninneren zurück.

Die Auswertung der Ergebnisse aus der Quecksilberdruckporosimetrie hat auch ergeben, dass die Gesamtporosität des thermisch unbeanspruchten UHPC nur etwa ein Sechstel der Gesamtporosität des Portlandzementmörtels beträgt.

Vergleicht man die Änderungen der Porenradienverteilungen durch Erhitzen von portlandzementgebundenem Mörtel mit den entsprechenden Verteilungen des UHPC, so lässt sich feststellen, dass sich die Porenradienverteilungen der jeweiligen Bindemittelmatrix bis zu Temperaturen von 180 °C etwa in gleicher Weise verändern. Bei beiden Materialien kommt es zur Aufweitung des Gel- und Feinkapillarsystems. Im Temperaturbereich 180 °C bis etwa 450 °C ist das Porensystem des Mörtelbindemittels relativ stabil, während sich das entsprechende Porensystem des UHPC - Bindemittels mit der Temperaturerhöhung nahezu stetig verändert. Seine Gel- und Feinkapillarenporosität nehmen fast kontinuierlich mit der Temperaturerhöhung zugunsten der Bildung größerer Poren ab.

Nach der Aufheizung auf 550 °C bildet sich im Mörtel durch die Portlandzersetzung ein feines Porensystem im Radienbereich von 3,75 nm bis 30 nm aus. Bei dem UHPC, der kaum Portlandit enthält, fehlt dieser Effekt nahezu vollständig.

Ab 550 °C findet sowohl beim Mörtel als auch beim UHPC eine starke Umstrukturierung der Zementsteinphase statt. Bei beiden Materialien verschwinden die feinen Kapillarporen bzw. die Gelporen und der häufigste Porenradius des Bindemittels verschiebt sich in Richtung größerer Poren.

Thermisch unbeanspruchter UHPC ist wesentlich dichter als gewöhnlicher portlandzementgebundener Mörtel. Er weist nur rd. ein Viertel der Porosität des Mörtels auf. In beiden Materialien laufen jedoch im Zuge der Erwärmung in den entsprechenden Temperaturbereichen etwa die gleichen Entwässerungs-, Umwandlungs-, Zersetzungs- und Sinterreaktionen ab. Diese führen in beiden Systemen mit ansteigender Temperatur zu etwa gleich großen Erhöhungen der Porosität.

#### **6.4 Bestimmung der thermischen Ausdehnung**

Zur Bestimmung der thermischen Ausdehnung wurden aus einem Würfel (10/10/10cm<sup>3</sup>) im Alter von 28 Tagen prismatische Proben (l = 39,9 mm, h = 8 mm, b = 6 mm) herausgeschnitten und nach dreitägigem Abtrocknen im Laborklima untersucht.

Die Untersuchung erfolgte in einem Dilatometer der Fa. Netsch, Typ 402 EP, bei dem die Proben liegend zwischen einem Probenhalter und einem Taster aus  $\text{Al}_2\text{O}_3$  eingespannt sind und von einem Röhrenofen erwärmt werden. Bei den Untersuchungen, die den Temperaturbereich 25 °C bis 850 °C umfassten, wurden die Probekörper mit einer Geschwindigkeit von 2 K/min aufgeheizt.

Zum Vergleich sind die thermischen Ausdehnungen von gewöhnlichem Portlandzement- bzw. einem Hochofenzementmörtel (Mischung 1:3:0,5, GK 8 mm) auf der Abbildung 6-69 dargestellt.

Der Abbildung 6-69 kann man entnehmen, dass sich die thermischen Ausdehnungen der Mörtel und des UHPC bis zu 100 °C nur marginal unterscheiden.

Oberhalb von 180 °C setzen in den Mörteln verstärkt Entwässerungsreaktionen ein, die in Verbindung mit der damit einhergehenden Schwindverkürzung der Zementsteinmatrix zu einem Abflachen der Dehnungskurven führen. Beim UHPC tritt dieses Phänomen nicht auf, weil die hohe Armierung der Matrix mit Stahlfasern das Schwinden der Zementsteinmatrix verhindert. Seine Dehnung verläuft deshalb bis 550 °C nahezu linear.

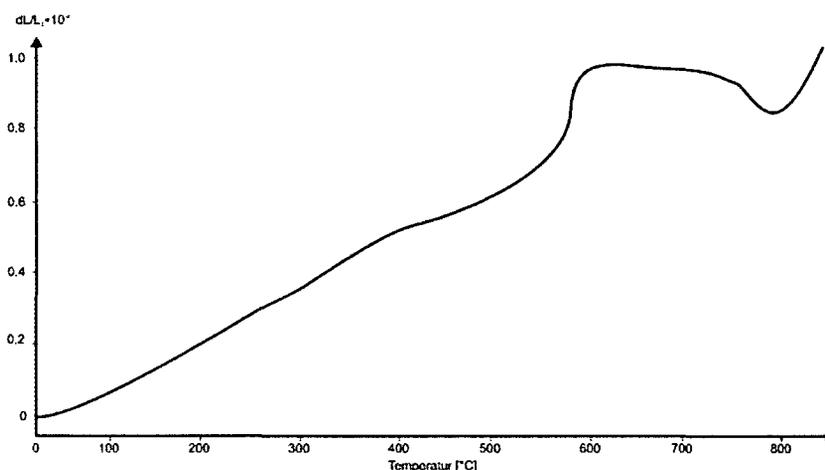


Abbildung 6-68: Thermische Längenänderung von UHPC

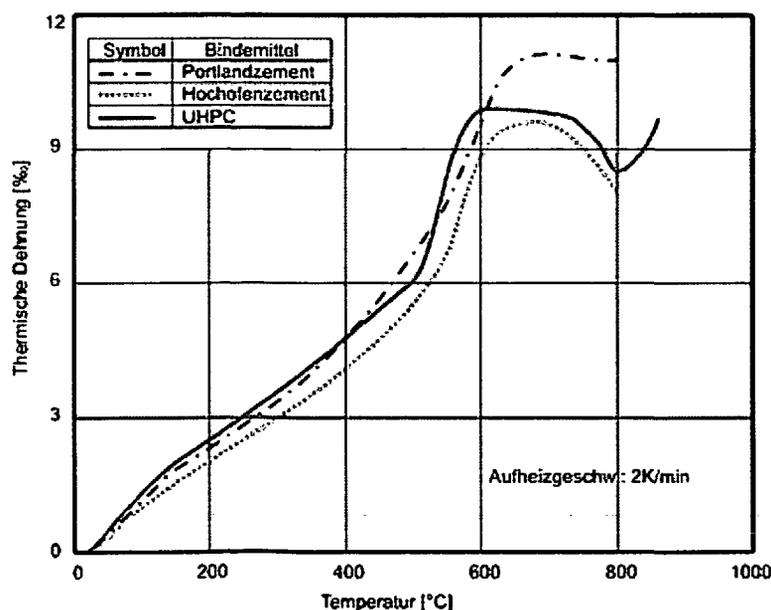


Abbildung 6-69: Thermische Dehnung von mit verschiedenen Zementarten abgebundenen Mörtelproben (1:3:0,5) im Vergleich zum UHPC als Funktion der Temperatur

Das Einsetzen der  $\beta \rightarrow \alpha$  - Quarzumwandlung bei 573 °C und die damit verbundene Volumenvergrößerung fällt beim UHPC signifikant höher aus als bei den Mörtelproben. Oberhalb von 600 °C bleibt die thermische Ausdehnung trotz weiterer Temperatursteigerung nahezu konstant bzw. sie sinkt ab ca. 700 °C sogar ab. Als Ursache dafür ist das stärkere Schrumpfen des Zementsteins, das hier bis zu 20 % betragen kann, anzusehen.

Im Gegensatz zu den Mörteln zeigt der UHPC oberhalb von 800 °C dann wieder eine ansteigende thermische Ausdehnung, die im Wesentlichen auf die Dehnungen der Stahlfasern zurückgeht und deren positiven Dehnungen die stark gerissene Matrix dann keinen Widerstand mehr entgegenzusetzen kann.

#### Erkenntnisse:

Die Tatsache, dass PP-Fasern zur Reduzierung von Abplatzungen bei Normalbetonen zweckmäßig sind, hat sich auch bei diesen Versuchen mit UHPC bewahrheitet.

Es hat sich gezeigt, dass 2 kg/m<sup>3</sup> PP-Fasern in Verbindung mit Nanosilika (KS300) das Abplatzen unter ETK Einwirkung komplett verhindert werden kann.

Stahlfasern erhöhen in Kombination mit PP-Fasern (Fasercocktail) die Bruchspannung und verbessern das Nachbruchverhalten.

Der Verlauf der Festigkeiten von UHPC- Betonen mit monofilamenten PP- Fasern bei thermischer Beanspruchung erreicht Werte, die über den Werten des EC 2 (Class 3) liegen.

Es konnte anhand von Untersuchungen mittels Quecksilberdruckporosimeter die Entstehung von Rissystemen, welche zu Materialschädigungen führen können, nachgewiesen werden.

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass UHPC- Betone bezüglich Temperatureinwirkung deutlich sensibler reagieren als Normalbetone und HPC- Betone. Es wurde aber durch Versuche gezeigt, dass durch richtige Zumischung von PP-Fasern, Stahlfasern und evtl. Nanosilika das Temperatur- und Abplatzverhalten deutlich verbessert werden kann.

#### Praktische Folgerungen:

Temperaturen. Sie gibt einen Verlauf der Druck- und Biegezugfestigkeiten über einen Temperaturbereich bis 1000 °C an. Zu sehen war dabei, dass die Betonfestigkeiten deutlich über jenen aus dem EC 2 liegen. Die übliche Stahlbewehrung fällt aber dabei aus.

Nach den Interim Recommendations [81] ist die maximal aufnehmbare Druckspannung bei UHPC wie bei der Bemessung von Normalbeton anzusetzen. Für die Bemessung im Brandfall sind in den Recommendations keine Regeln enthalten.

Bauteile aus Ultrahochfesten Beton sind im Vergleich zu Normal- und Hochfesten Beton deutlich schlanker. Platten- bzw. Stegstärken bis zu 5 cm, welche üblicherweise mit Fasern bewehrt sind. Eine Berechnung wie für Normalbeton wäre sinnlos, da keine konventionelle Bewehrung vorhanden ist.

Diese Arbeit ist die erste Dokumentation über das Verhalten von UHPC bei hohen

Wie man die vorhandenen Fasergehalte in die Berechnung einbeziehen kann, ist auch in dieser Arbeit nur ansatzweise dargestellt. Für die Berechnung der Tragfähigkeit im Brandfall sind daher noch weiterführende Versuche notwendig, im Speziellen 1:1 Versuche. Was sich aber auch gezeigt hat ist, dass ohne PP-Fasern eine Brandbeständigkeit nicht möglich ist.

Aus weiteren Experimenten mit unterschiedlichen Aufheizgeschwindigkeiten und unterschiedlichen Haltezeiten könnten weitere Daten und Anhaltswerte ermittelt werden, aus denen dann ein Verfahren zur Berechnung der Tragfähigkeit unter Temperturbeanspruchung entwickelt werden könnte.

Betrachtet man Abbildung 6-28, so lassen sich für druckbeanspruchte Bauteile Anhaltswerte  $k_c(\Theta)$  erkennen. Für eine zentrisch gedrückte Stütze ergäbe sich dabei bei 500 °C eine aufnehmbare Traglast je nach Mischung zwischen 0,75 und 1,20. Dies gilt aber nur bei den gegebenen Bedingungen ( $v_T = 5$  K/min und  $t = 2$  h).

Es ist aber üblich, bei gedrückten Bauteilen eine geringe Exzentrizität mit zu berücksichtigen. Für biegebeanspruchte Bauteile ergibt sich bei 500 °C eine Reduktion je nach Mischung auf Werte zwischen 0,5 und 0,9.

Die Arbeit gibt also Anhaltswerte zur Abschätzung für die Resttragfähigkeit bei UHPC.

## 7 SPEZIELLE UNTERSUCHUNGEN AN HPC

Der folgende Abschnitt befasst sich nur mit dem Brandverhalten von Betonauskleidungen, speziell mit dem Abplatzverhalten und Temperaturverhalten von Betonbauteilen unter der Einwirkung hoher Temperaturen. Es soll einen Einblick in das Verhalten solcher Betone geben und zeigen, wie diese durch Faserzugaben optimiert werden können.

Das Untersuchungsprogramm umfasst insgesamt 60 verschiedene Probekörper aus hochfesten Betonen. Teilergebnisse wurden bereits in [69], [70], [71] veröffentlicht und daher hier nicht mehr vollständig angeführt.

### 7.1 Versuchsdurchführung

In Tabelle 7-1 wurden jene Probekörper aufgelistet, welche essentielle Aussagen über die Effizienz von Stahl- und/oder PP-Fasern zulassen. Hierbei wurden lediglich die Zugaben an Fasern verändert.

Die Abmessungen der Probekörper betragen gemäß Richtlinie Faserbeton des ÖVBB  $L \times B \times H = 60 \times 50 \times 30$  cm. Die Lagerung erfolgte bis zum Tag der Prüfung (ca. 63 Tage) unter Wasser. An der Zugseite wurde eine Bewehrungsmatte (AQS 9, Stahlgruppe M 550) mit einer Betondeckung von 4 cm eingelegt. Die Bestimmung der Druckfestigkeiten erfolgte nach 28 Tagen gemäß ÖNorm EN 12390, die Bestimmung des Wassergehaltes zum Zeitpunkt des Brandversuchs an Referenzproben  $15/15/15$  cm.

Tabelle 7-1: Mischungszusammensetzung bei Hochfestem Beton mit /ohne PP-Fasern

Hochfester Beton [HSC]												
Bestandteile	Hersteller	M 1 Einwaage [kg/m <sup>3</sup> ]	M 2 Einwaage [kg/m <sup>3</sup> ]	M 3 Einwaage [kg/m <sup>3</sup> ]	M 4 Einwaage [kg/m <sup>3</sup> ]	M 5 Einwaage [kg/m <sup>3</sup> ]	M 6 Einwaage [kg/m <sup>3</sup> ]	M 7 Einwaage [kg/m <sup>3</sup> ]	M 8 Einwaage [kg/m <sup>3</sup> ]	M 9 Einwaage [kg/m <sup>3</sup> ]	M 10 Einwaage [kg/m <sup>3</sup> ]	M 11 Einwaage [kg/m <sup>3</sup> ]
Abmessung der Probe [cm]		60/50/30										
Zuschlag 0/4	Quarz Fa. Kies- Union	620										
Zuschlag 4/8		386	364	385	363	384	363	383	382	362	361	400
Zuschlag 8/16		790										
Quarzmehl		50										
Wasser		138										
Zement	CEM I 42,5 R (HS) WT 33	460										
Mikrosilika	Addiment Silicot P	28										0
Nanosilika	Emsac MSP 940	0										14
Stahlfasern L=35mm D=0,43mm	Bekaert RC- 80/35-BP	0	50	0	50	0	50	0	0	50	50	0
Polypropylen -faser 623 monofil.	L = 6 mm D = 23µm Fibrin	0	0	0	0	1,0	1,0	2,0	3,0	2,0	3,0	0
Polypropylen -faser monofil.	L = 14mm D = 32µm Asota	0	0	1,0	1,0	0	0	0	0	0	0	0
Summe		2422	2450	2421	2449	2421	2449	2420	2419	2448	2447	2422
Wassergehalt bei 105 °C [%]		2,08	2,15	2,13	2,20	2,19	2,25	2,21	2,31	2,25	2,06	2,45
Wassereindringtiefe [mm]		2	1	1	2	2	1	1	2	2	2	5
Druckfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]		97	101	102	96	90	97	88	85	95	99	76

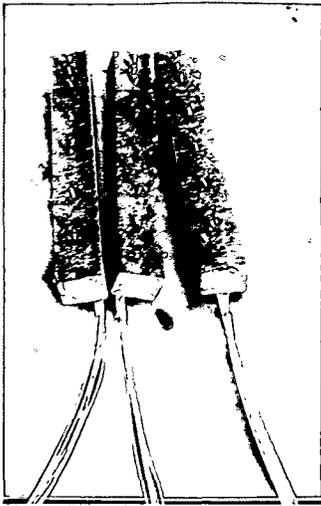


Abbildung 7-1: Temperaturmessfühler

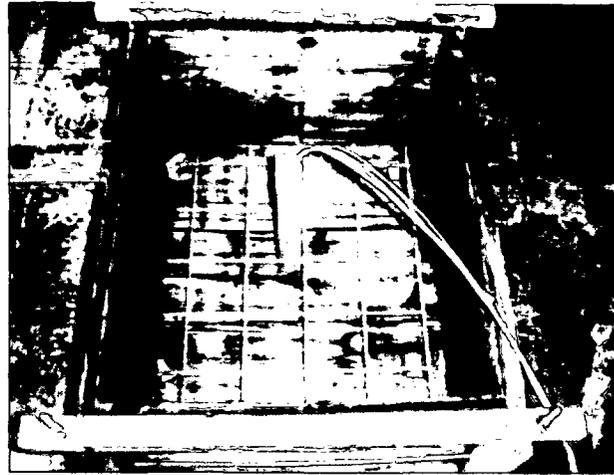


Abbildung 7-2: Schalungskörper mit Temperaturmessfühler + Bewehrung

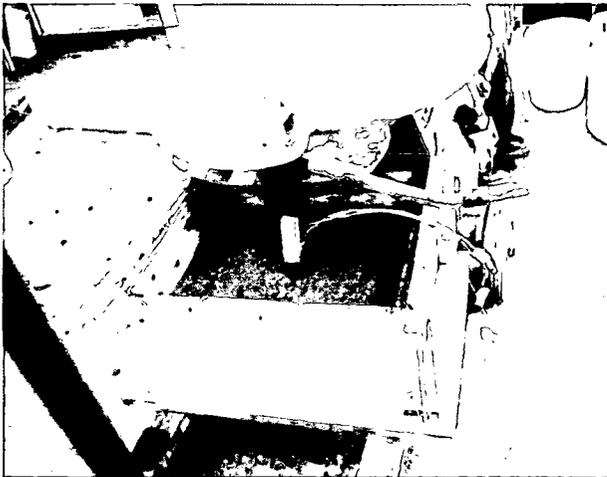


Abbildung 7-3: Befüllen der Schalung



Abbildung 7-4: Fertiger Beton im Schalungskörper

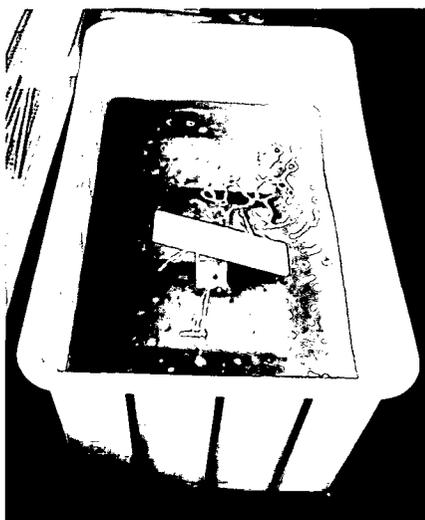


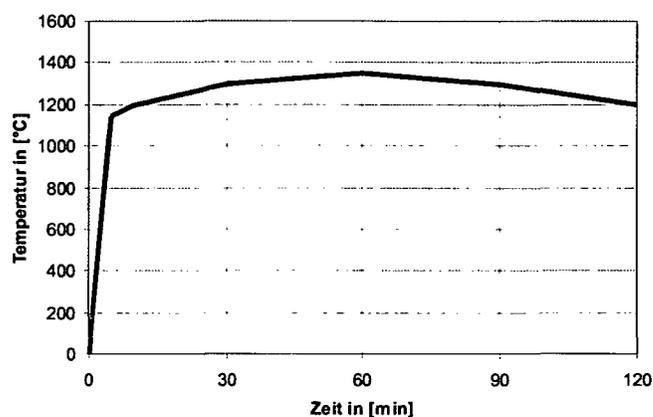
Abbildung 7-5: Lagerung im Wasserbad

Um die Temperaturen in den Proben zu messen, wurden in 1, 3, 5, 10, 15, 20, 25 cm sowie an der Oberfläche der brandabgewandten Seite NiCr-Ni Thermoelemente mit

einbetoniert (siehe Abbildung 7-1) die Temperaturen gemessen. Die Messfühler wurden mittig in die Schalung eingestellt und einbetoniert (siehe Abbildung 7-2).

Die Kenntnis der Temperaturen im Bauteil während eines Brandes ist wichtig um einerseits den Grad der thermischen Betonschädigung zu quantifizieren, andererseits muss garantiert sein, dass der Bewehrungsstahl nicht über seine kritische Temperatur hinaus beansprucht wird. Diese Forderung gestaltet sich bei längeren Branddauern (> 120 min bei Hochtemperaturkurven) evtl. als schwierig, da sich eine aufgrund der hohen Temperaturen notwendige Betonüberdeckung auch problematisch auswirkt auf die geforderte Erfüllung auf Rissebeschränkung bei Stahlbetonkonstruktionen nach EN 206. Diese Problematik stellt eine neue Herausforderung für den Planer dar, wobei heute die Regelwerke dies nicht berücksichtigen.

Temperaturbelastung erfolgt gemäß *Richtlinie Faserbeton (ÖVBB) vom März 2002* nach der Rijkswaterstaat Kurve (RWS- Kurve siehe Abbildung 7-6). Vor und gleich nach dem Versuch, sowie im abgekühlten Zustand wurden die Proben gewogen, um den Wasserverlust und das Abplatzgewicht zu bestimmen.



Zeit	Temperatur
[min]	[°C]
0	0
5	1144
10	1200
30	1300
60	1350
90	1300
120	1200

Abbildung 7-6: RWS- Kurve als gewählte Tunnelbrand- Prüfkurve

## 7.2 Abplatzverhalten

Die Ergebnisse werden im Folgenden zunächst bildlich dokumentiert um einen Eindruck zu vermitteln, wie Fasern das Brandverhalten verändern können.

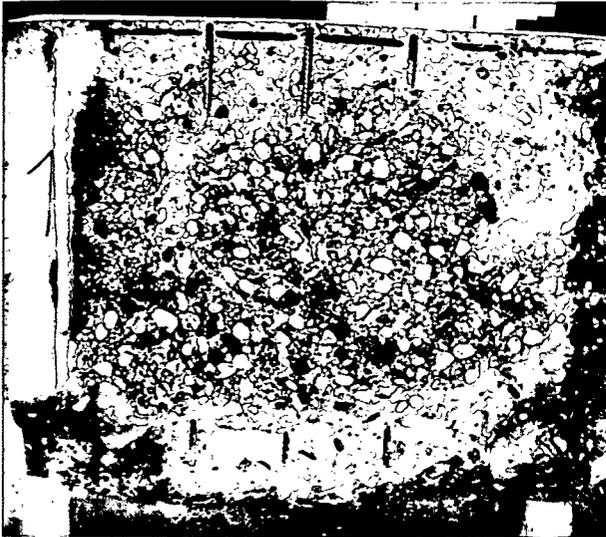


Abbildung 7-7: M 1 nach dem Brand

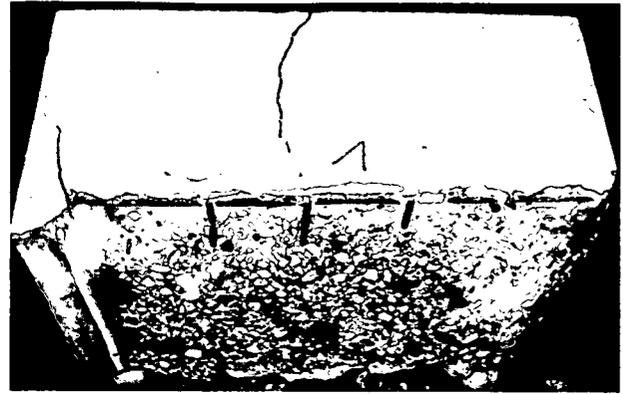


Abbildung 7-8: Stirnseite von M 1

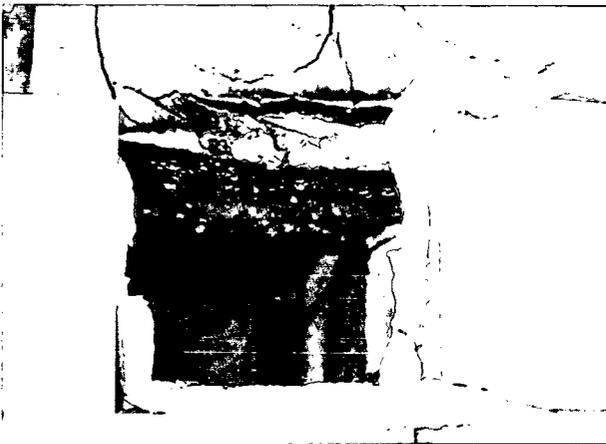


Abbildung 7-9: M 1 nach dem Brand im noch heißen Ofen



Abbildung 7-10: Stirnseite von M 1

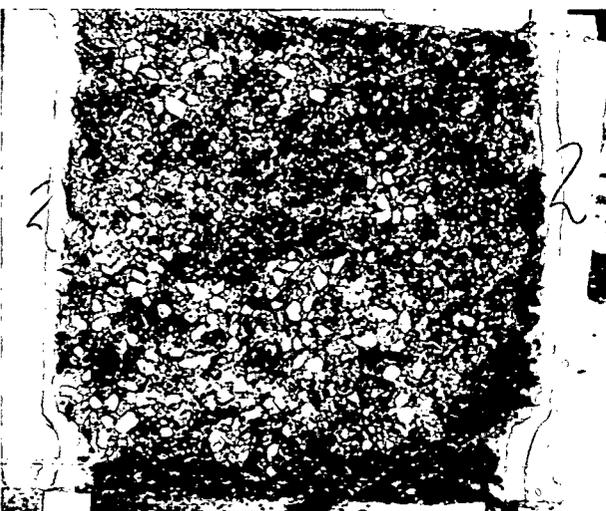


Abbildung 7-11: M 2 nach dem Brand



Abbildung 7-12: Stirnseite von M 2

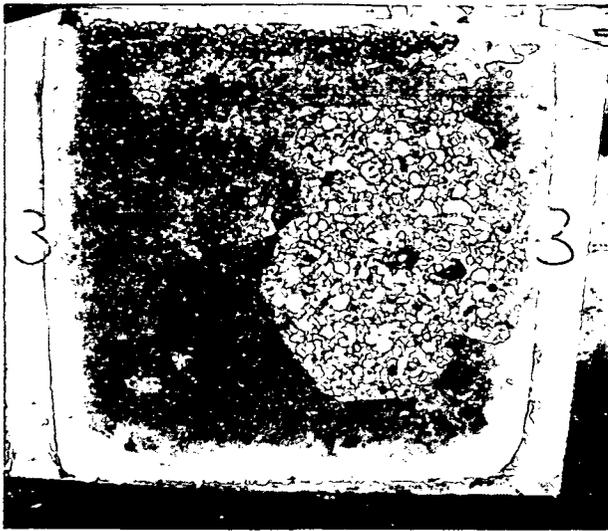


Abbildung 7-13: M 3 nach dem Brand



Abbildung 7-14: Stirnseite von M 3

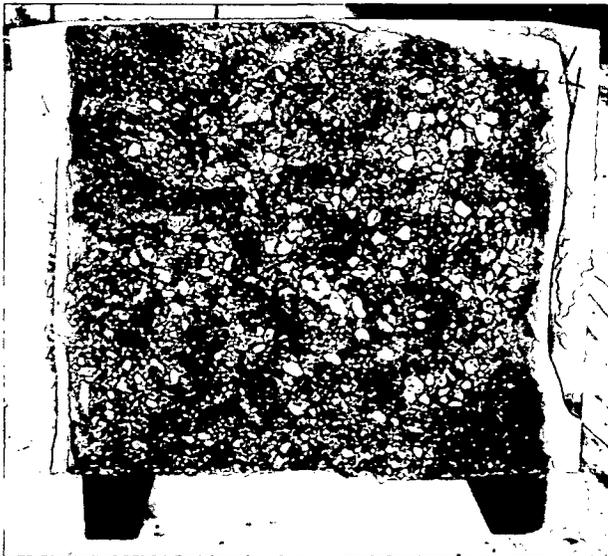


Abbildung 7-15: M 4 nach dem Brand

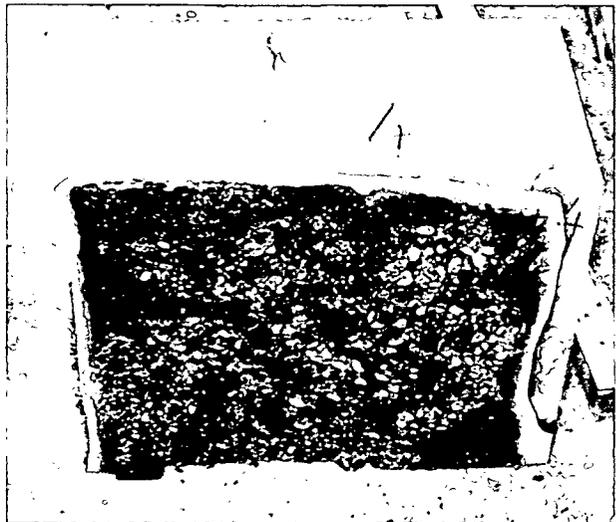


Abbildung 7-16: Stirnseite von M 4

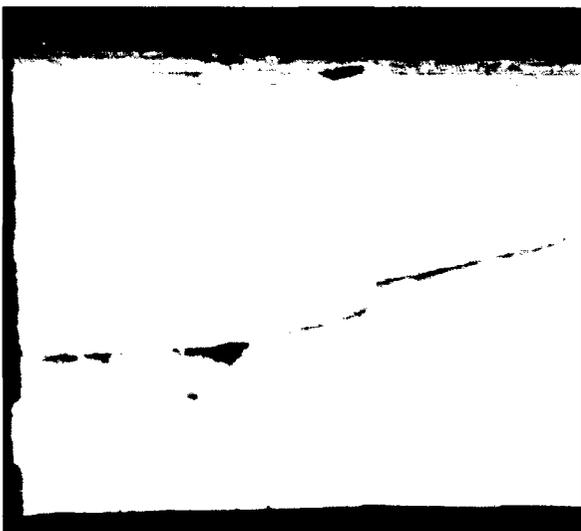


Abbildung 7-17: Schmelzvorgänge bei M 4

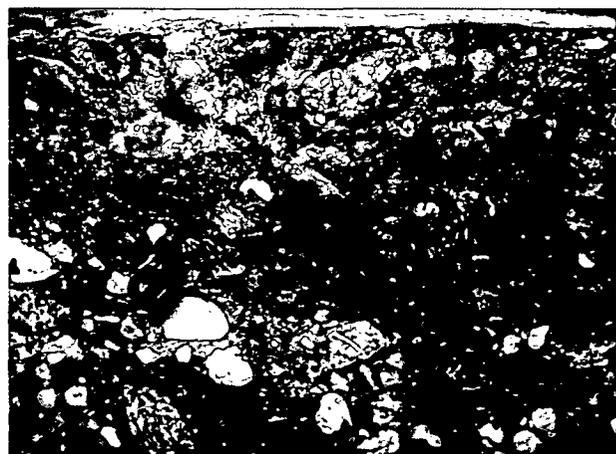


Abbildung 7-18: Erstarre Schmelze bei M 4

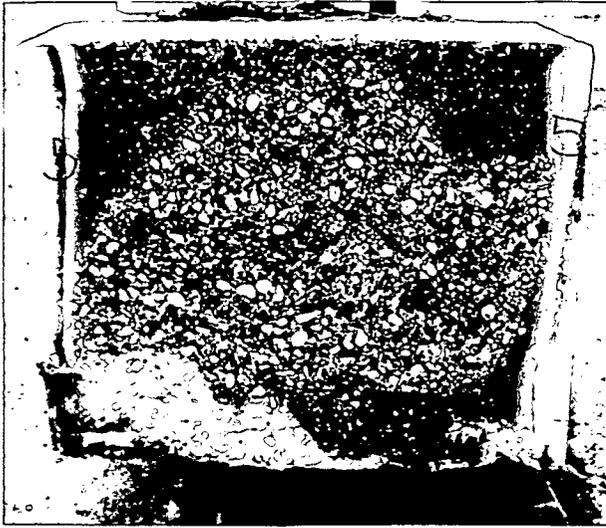


Abbildung 7-19: M 5 nach dem Brand



Abbildung 7-20: Stirnseite von M 5



Abbildung 7-21: M 6 nach dem Brand

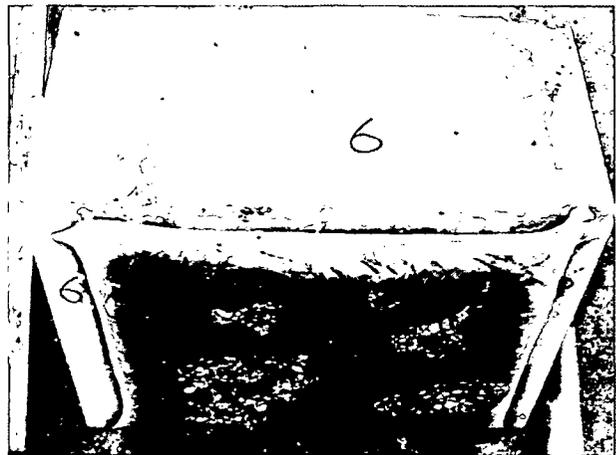


Abbildung 7-22: Stirnseite von M 6

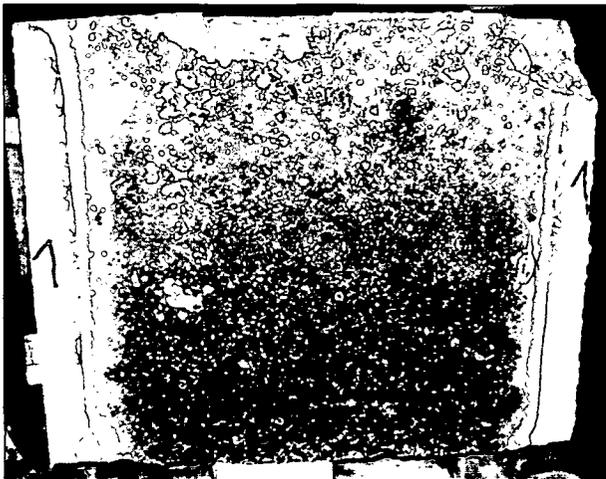


Abbildung 7-23: M 7 nach dem Brand



Abbildung 7-24: Stirnseite von M 7

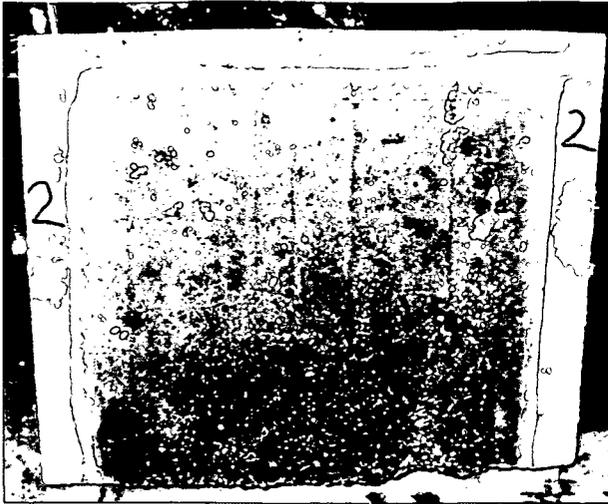


Abbildung 7-25: M 8 nach dem Brand



Abbildung 7-26: Stirnseite von M 8

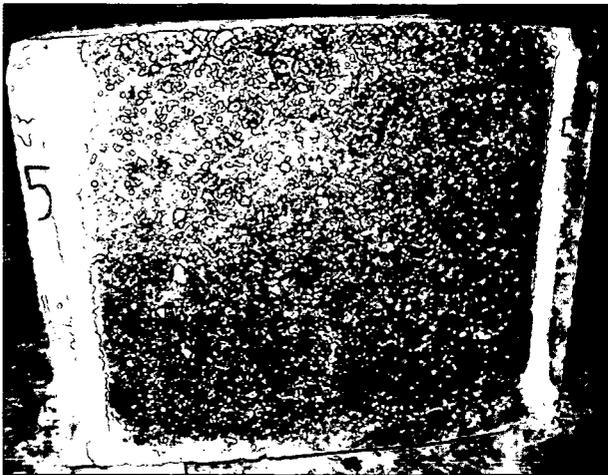


Abbildung 7-27: M 9 nach dem Brand



Abbildung 7-28: Stirnseite von M 9



Abbildung 7-29: M 10 nach dem Brand

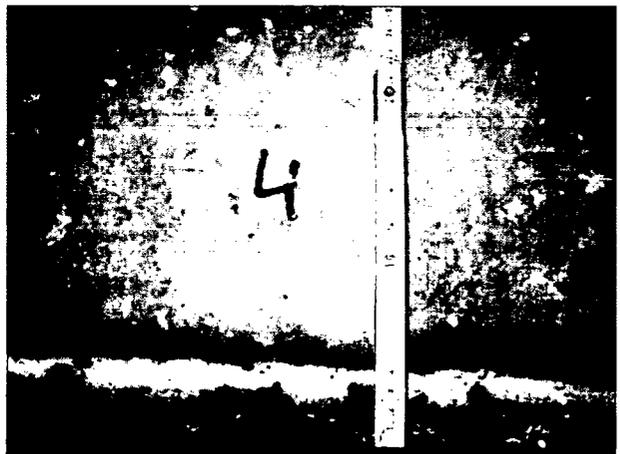


Abbildung 7-30: Stirnseite von M 10

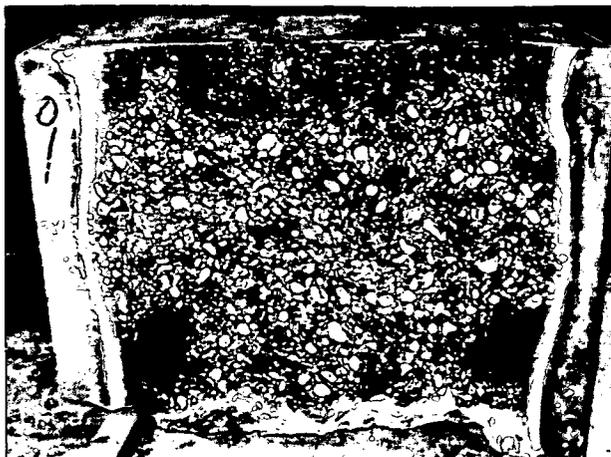


Abbildung 7-31: M 11 nach dem Brand

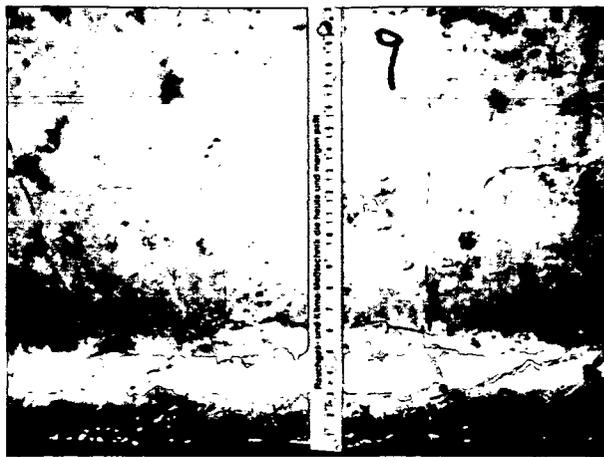


Abbildung 7-32: Stirnseite von M 11

In Tabelle 7-2 sind die Ergebnisse der Brandversuche bezüglich Abplatzverhalten zusammengefasst und die Erkenntnisse im Folgenden dokumentiert.

Tabelle 7-2: Zusammenfassung der Ergebnisse

Probekörper	Abplatzungen	Max. Abplatztiefe [cm]	mittlere Abplatztiefe [cm]
1	ganzflächig	4,1	3,2
2	ganzflächig	1,8	1,1
3	40 %	1,0	0,4
4	ganzflächig	1,6	1,2
5	80 %	1,5	1,0
6	30 %	1,3	0,7
7	keine	0	0
8	keine	0	0
9	keine	0	0
10	keine	0	0
11	90%	1,8	1,1

#### Erkenntnisse:

- Es zeigte sich, dass zur Verhinderung von explosiven Abplatzungen bei hochfesten Betonen die Zugabe von mindestens  $2 \text{ kg/m}^3$  der eingemischten PP-Fasern und bei gegebener Brandbelastung notwendig sind. Bei Normalbetonen sind  $1 - 1,5 \text{ kg/m}^3$  ausreichend. Es muss hierzu erwähnt werden, dass es sich hier um einen im Labor hergestellten Beton handelt. Bei Baustellenbeton bzw. bei Beton aus dem Fertigteilwerk könnte sich eine Erhöhung der Zugabemenge ergeben, da die Faserverteilung sich u. U. doch als schwierig erweisen kann. Näheres dazu siehe Kapitel 11.
- Ohne PP-Fasern kommt es aufgrund von thermischen Spannungen und dem sich bildenden Dampfdruck zum Kollaps der Probe (siehe Abbildung 7-10).
- Betrachtet man den Wassergehalte der Proben, die i. M. knapp über 2 Prozent liegen, so ist eindeutig, dass bei solchen Betonen ein deutlich geringerer Wassergehalt nötig ist, um explosive Abplatzungen zu produzieren als bei Normalbetonen (ca. 3 %). Begründet liegt dies an der schnelleren Aufheizung der saturierten Wasserfront, welche sich aufgrund der geringeren Permeabilität oberflächennäher ausbildet.

- Um einen Vergleich zu bekommen, wie sich längere, dickere Fasern zu kürzeren, dünneren Fasern verhalten, wurden die Mischungen M3 und M5 mit unterschiedlichen PP-Fasern hergestellt. Das Ergebnis zeigt eindeutig, dass kürzere, schlankere Fasern (siehe Abbildung 7-13) effektiver sind als längere (siehe Abbildung 7-19).
- Es hat sich weiters gezeigt, dass Stahlfasern das explosive Abplatzen nicht verhindern können. Die Abplatztiefe kann aber mit Stahlfasern reduziert werden. Die Berücksichtigung und folglich auch der Einsatz dieser Fasern ist zudem trotzdem wichtig, da evtl. damit die Problematik der Rissebeschränkung verbessert werden kann. Eine Kombination von Stahl- und PP- Fasern (Fasercoktail) hat sich als vorteilhaft erwiesen.
- Probekörper 11:  
Der Grundgedanke für den Austausch von Mikrosilika durch Nanosilika bestand darin, dass die puzzolane Reaktion mit Nanosilika intensiver ist und so der Wassergehalt reduziert werden kann. Es hat sich aber gezeigt, dass damit der Wasseranspruch vergrößert wird und somit der Einbau des Betons erschwert wird (niedrige Druckfestigkeit aufgrund reduzierter Konsistenz und Verdichtung). Diese Methode wurde am Institut erfolgreich bei ultrahochfesten Betonen eingesetzt, welche konventionell hohe Fließmitteldosierungen aufweisen. Bei hochfesten Betonen ist ein Einsatz noch weiter zu untersuchen. Eine Kombination mit PP-Fasern wäre evtl. ökonomisch und zielführend.

#### Überprüfung der Resttragfähigkeit mittels Rückprallhammer:

An den Proben wurde nach der Brandprüfung mittels eines Rückprallhammers die Resttragfähigkeit des Betons entlang der Seitenflächen bestimmt (siehe Abbildung 7-33). Diese Methode ist einfach und billig und wurde auch deswegen verwendet. Die Abbildung 7-34 zeigt einen Verlauf der ermittelten Festigkeit. Diese Werte wurden aus 24 Proben gemittelt. Die thermische Schädigung geht max. bis zu einer Tiefe von 15 cm. Bei 120 min Branddauer ist diese Tiefe u. U. etwas geringer. Es wurde aber nur in jeweils 5 cm Abständen die Festigkeit ermittelt, daher ist keine genauere Aussage möglich. Es soll dies ohnehin nur eine Methode zur Abschätzung der Schädigungstiefe sein. Probekörper ohne PP-Faserzugabe können mit dieser Methode nicht geprüft werden, da diese i. d. R. so stark zerstört sind (Risse!), dass sie keine Beurteilung über Festigkeit zulassen bzw. aufgrund des Zustandes dieses auch gar nicht angebracht ist.



Abbildung 7-33: Rückprallhammer

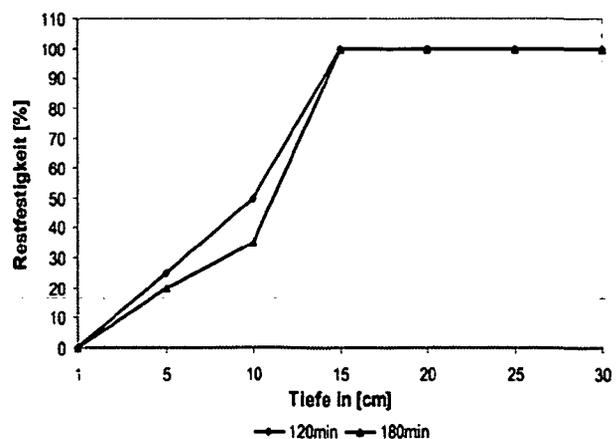


Abbildung 7-34: Festigkeitsverlauf

### 7.3 Temperaturkurven

Abbildung 7-35 zeigt die Temperaturverteilungskurven in hochfesten Betonen. Daraus geht hervor, dass z.B. nach 120 min in 8 cm Tiefe mit einer Temperatur von ca. 300 °C zu rechnen ist. Diese Temperatur stellt die Grenze der reversiblen Verformungen bei Bewehrungsstahl nach EC 2 dar, darüber hinaus ist mit bleibenden Stahlverformungen zu rechnen.

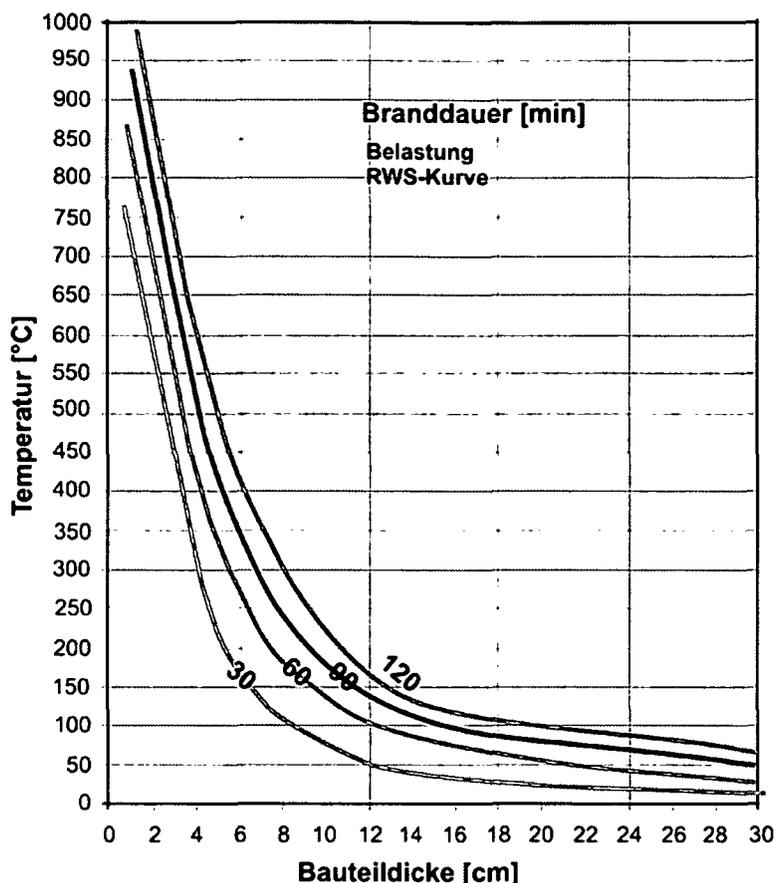


Abbildung 7-35: Temperaturverteilung in hochfesten Betonen

Es sei dazu noch bemerkt, dass es nach dem Abschalten der Brenner (Ende des Brandes) zu einer weiteren Temperaturerhöhung an den Bewehrungsstähen aufgrund des angestrebten thermodynamischen Gleichgewichts kommt. Dies hängt primär von der Brandlast (Dauer, Temperaturen) und vom Bauteil selbst ab. Im vorliegenden Fall ist die Nacherwärmung in 10 cm Tiefe mit ca. 40 °C zu beziffern. In den Regelwerken ist das unberücksichtigt, sollte aber speziell bei Tunnelbetonen berücksichtigt werden.

Es hat sich gezeigt, dass PP-Fasern einen kleinen Einfluss auf die Temperatureindringung bewirken können. Bei den durchgeführten Versuchen ergab sich bei der Zugabe von 2 kg/m<sup>3</sup> eine Temperaturminderung in 10 cm Tiefe von max. 30 °C. Bei Normalbeton ist dies nicht der Fall. Der Grund dafür ist, dass bei hochfesten Betonen durch die Zugabe von Verflüssigern der Luftgehalt steigt und somit die Dichte leicht abnimmt.

Der Einfluss ist aber schwierig zu reproduzieren, weil einerseits die Lage der Messfühler und die Temperatureinwirkungen exakt stimmen müssen, und andererseits exakt der gleiche Beton vorhanden sein muss (gleiche Mischungszusammensetzung und gleiche Mischzeit). Die auf Abbildung 7-35 angeführten Kurven wurden aus jeweils 6 gemittelten Messwerten bestimmt.

## 7.4 Temperaturabhängige Festigkeiten bei hochfesten PP- Faserbetonen

### 7.4.1 Versuchsdurchführung

Der Versuchsablauf gliederte sich wie folgt in zwei Abschnitte:

- Temperaturbeanspruchung – Aufheizen im Ofen
- Einaxiale Druckfestigkeitsprüfung im warmen Zustand
- Einaxiale Druckfestigkeitsprüfung im kalten Zustand

#### Temperaturbeanspruchung

Der erste Abschnitt bei der Versuchsdurchführung umfasste das Aufheizen der Probewürfel im Ofen. Dabei wurden sieben Temperaturstufen im Bereich zwischen 20 °C und 1000 °C untersucht, wobei jeder einzelne Probewürfel vor und nach dem Erhitzen gewogen wurde, um den entsprechenden Gewichtsverlust festzustellen. Außerdem wurden die genauen Abmessungen der Druckflächen mittels Schublehre bestimmt. In Abbildung 7-36 ist der dafür verwendete Ofen zu sehen. Abbildung 7-37 und Abbildung 7-38 geben vorweg einen Einblick auf zu erwartende Beobachtungen.

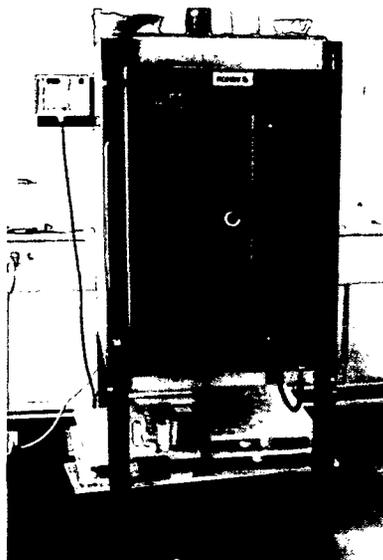


Abbildung 7-36: Ofen der Firma ROHDE, TR 305

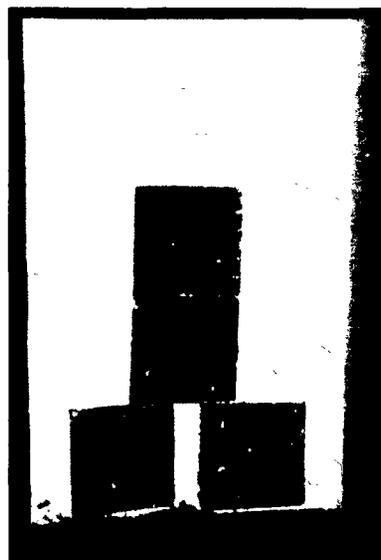


Abbildung 7-37: Blick in den Ofen bei 1000 °C



Abbildung 7-38 : „Glühende“ Würfel nach Temperierung bei 1000 °C

In Abbildung 7-39 ist der Temperaturverlauf im Ofen bei der Erwärmung schematisch dargestellt. In der Aufheizphase wurde die Temperatur auf das jeweilige Niveau linear gesteigert, wobei eine Aufheizgeschwindigkeit von 300 K pro Stunde (5 K/min) zugrunde gelegt wurde.

In der Haltephase wurde die erreichte Maximaltemperatur für eine Zeitdauer von vier Stunden konstant gehalten.

Im Anschluss an die Haltephase wurde die Ofentür geöffnet und jeweils drei Würfel für die Prüfung der Warmdruckfestigkeiten wurden entnommen. Nach der Entnahme der Prüfwürfel wurde die Ofentür wieder geschlossen, um ein zu starkes Abkühlen der restlichen Probekörper bis zur Druckprüfung zu verhindern. Nachdem der letzte Würfel für die Prüfung der Warmdruckfestigkeit entnommen wurde, blieb die Ofentür endgültig geöffnet, damit die im Ofen verbleibenden Probekörper für die

Ermittlung der Kaltdruckfestigkeiten bis zum nächsten Tag „natürlich“ abkühlen konnten.

Anzumerken ist noch, dass beim erstmaligen Öffnen der Ofentür eine maximale Abkühlung der Ofeninnentemperatur von i. M. 30 °K beobachtet wurde. Die Zeitdauer von der Entnahme der Würfel aus dem Ofen und der Druckprüfung betrug ca. 3 min. In diesem Zeitraum und auch während der Druckprüfung wurden die Probekörper nicht warm gehalten.

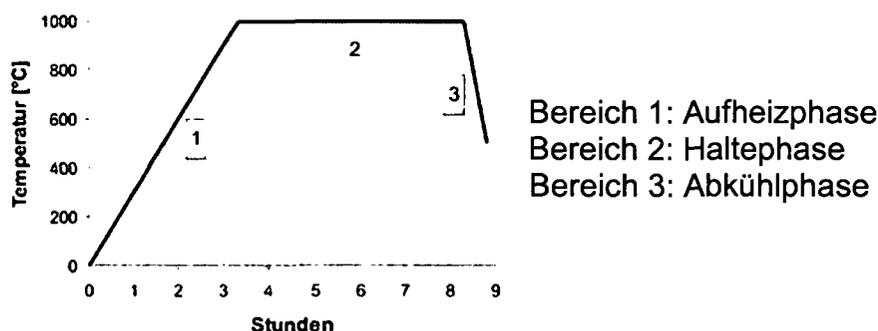


Abbildung 7-39: Schematische Darstellung der Temperaturbelastung

Die Mischungszusammensetzung war prinzipiell gleich den Mischungen der Brandversuche (siehe Tabelle 7-1), sie unterschieden sich lediglich durch veränderte PP-Faserzugaben. Die Bezeichnung der geprüften Mischungen ist wie folgt gegeben:

Mischung	PP-Faserzugabe [kg/m <sup>3</sup> ]
M0	0
M1	1
M2	2
M3	3
M4	4

#### Druckfestigkeitsprüfung:

Der zweite Schritt bei der Versuchsdurchführung war die Prüfung der Warm- und Kaltdruckfestigkeiten, durchgeführt an der Prüfmaschine der Firma TONI Technik (Modell 2040, Baujahr 1997, max. Prüflast 3000 kN).

Die Ermittlung der einaxialen Druckfestigkeiten wurde an ca. 80 Tage alten Prüfwürfeln mit 15 cm Kantenlänge durchgeführt. Die Prüfung erfolgte kraftgesteuert mit einer Geschwindigkeit von 0,6 N/mm<sup>2</sup> s.

Um ein repräsentatives Ergebnis zu erhalten, wurde aus jeweils drei Probekörpern der Mittelwert gebildet. In Anlehnung an ÖNORM B 4710 wurde im Falle einer Abweichung eines Einzelwertes von > 15 % vom Mittelwert der entsprechende Wert ausgeschieden und ein neuer Mittelwert mit den zwei verbliebenen Festigkeitswerten gebildet.

Der Temperaturverlust bzw. der Einfluss von Temperaturspannungen durch die „kälteren“ Oberflächen der Prüfmaschine blieb unberücksichtigt bzw. wird als vernachlässigbar eingeschätzt.

## 7.4.2 Absolute Druckfestigkeit

Abbildung 7-40 und Abbildung 7-41 zeigen die Mittelwerte der Warm- bzw. Kaldruckfestigkeiten der einzelnen Mischungen in Abhängigkeit von der Temperatur. Auffallend in beiden Diagrammen ist der Festigkeitsabfall bei jeder Mischung von bis zu 30 % bei 100 °C und der anschließende Wiederanstieg bis bzw. sogar teilweise über den Referenzwert von 20 °C.

Ein Teil des Festigkeitsverlustes bei 100 °C kann dem Phasenübergang des Kapillarwassers zugeordnet werden. Der Übergang von der flüssigen zur gasförmigen Phase geht immer mit einer enormen Volumenzunahme einher (1 ml Wasser nimmt im gasförmigen Zustand ein Volumen von ca. 1,7 Litern ein). Die damit verbundene Benetzung der Betonoberflächen führt zu einer Veränderung der zur Rissbildung maßgeblichen Oberflächenenergie. Dies führt zu einem vorübergehenden Festigkeitsabfall im oben beschriebenen Ausmaß.

Vergleicht man den Festigkeitsrückgang mit den Ausführungen in [67], so zeigt sich eine zweite mögliche Ursache für das „Festigkeitsloch“ bei 100 °C. Die dort gemachten Angaben beziehen sich auf eine Versuchsreihe mit Normalbeton, wo die Haltezeit bei 150 °C zwischen einer und 25 Stunden variiert wurde. Dies führte zu einer Steigerung der einaxialen Druckfestigkeit um gut 25 % gegenüber dem Ausgangswert nach einstündiger Haltezeit. Überträgt man diese Erkenntnisse des normalfesten Betons auf den untersuchten HPC, so würde ein solcher Wiederanstieg der Festigkeit bedingt durch die Erhöhung der Haltezeit, den Festigkeitseinbruch bei 100 °C nahezu kompensieren. Das „Festigkeitsloch“ ist somit als temporärer Effekt zu deuten, der von der Probeneigenfeuchte abhängig ist. Als Ursache des Feuchteinflusses wird ein instabiles thermodynamisches Gleichgewicht zwischen dem Poren- und Zwischenschichtwasser im Zementgel vermutet [67].

Der Wiederanstieg der Festigkeiten bei 200 °C kann durch folgende Effekte gedeutet werden:

1. Durch die Freisetzung des physikalisch gebundenen Gelwassers findet eine Trocknung der inneren Oberflächen und damit ein Anstieg der Oberflächenenergie statt.
2. Der nichthydratisierte Zementstein erfährt durch das in Dampfform vorliegende Wasser eine hydrothermale „Nachhydratation“ und bildet neue festigkeitsbildende CSH-Phasen (in der Literatur auch als „Selbsteilung der Risse“ bekannt).

Die Zugabe von 1 kg/m<sup>3</sup> PP-Fasern führte bis zu einer Temperatur von 200 °C zu einem geringen Anstieg der Druckfestigkeiten gegenüber dem faserlosen Beton M0. Über 200 °C hatten alle Betone mit PP-Fasern eine geringere Festigkeit als M0.

In Abbildung 7-40 als auch in Abbildung 7-41 lässt sich eine Tendenz erkennen, dass bei höheren Fasergehalten die Festigkeiten zurückgehen. Die Einmischung von PP-Fasern bewirkt Störungen im Betongefüge, die zu einer Strukturauflockerung führen und somit die Druckfestigkeiten moderat reduziert.

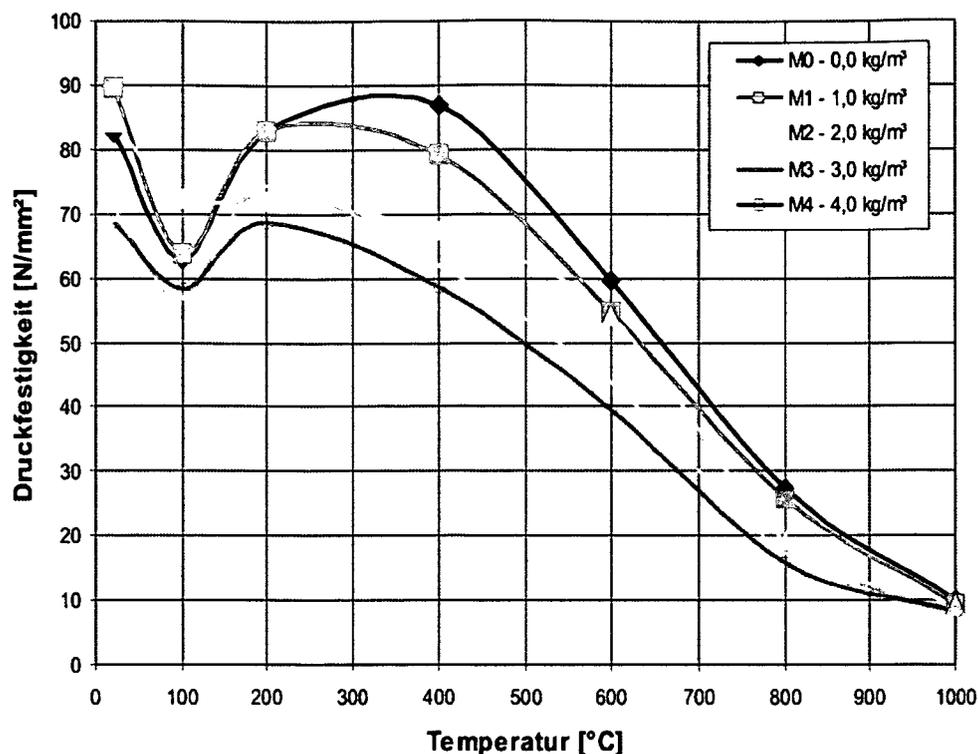


Abbildung 7-40: Absolutwerte der Warmdruckfestigkeiten in Abhängigkeit von der Temperatur

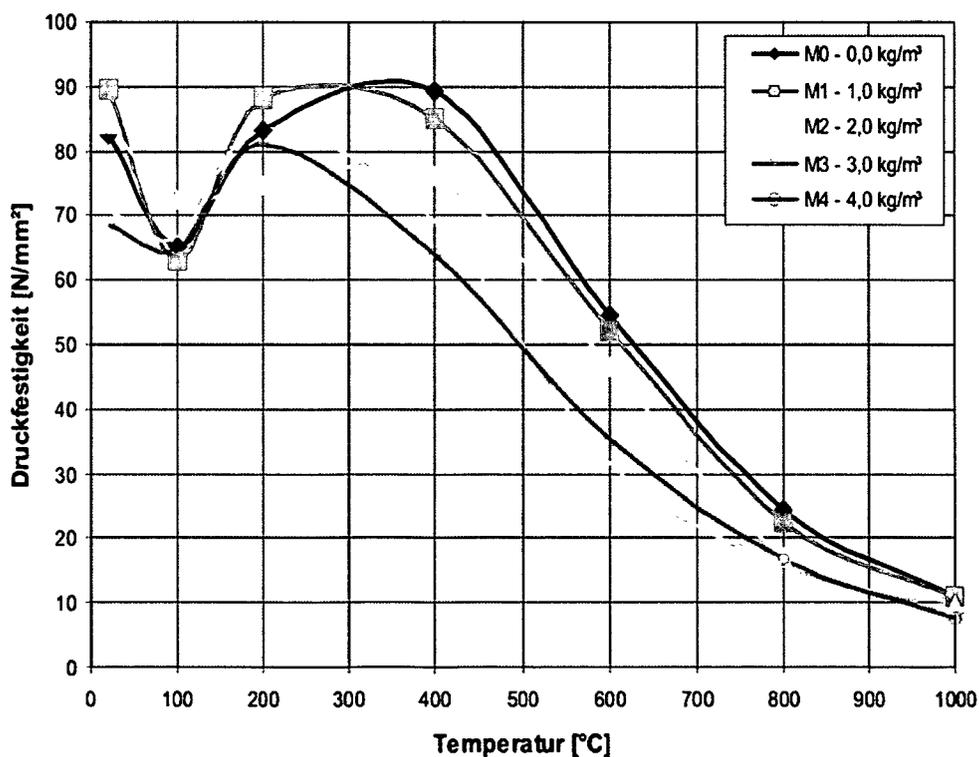


Abbildung 7-41: Absolutwerte der Kaltdruckfestigkeiten in Abhängigkeit von der Temperatur

### 7.4.3 Relative Druckfestigkeit

In Abbildung 7-42 sind die relativen Warmdruckfestigkeiten je Mischung bezogen auf die Festigkeit bei 20 °C dargestellt. Die Grafik lässt sehr gut den schnellen und stetigen Rückgang der aufnehmbaren Druckspannungen ab einer Temperatur von

400 °C erkennen. Betrachtet man beispielsweise die Temperaturstufe 600 °C, so ist bereits einen Festigkeitsrückgang von 30 - 40 % zu beobachten. Bei 800 °C betragen die Verluste bereits 70 - 80 % und bei 1000 °C weisen die Warmdruckfestigkeiten nur mehr ca. ein Zehntel des Ausgangswertes bei 20 °C auf.

Ähnlich verhält es sich mit der bezogenen Kaltdruckfestigkeit, wie auch Abbildung 7-43 beweist. Die Festigkeitsverluste der einzelnen Mischungen bezogen auf den Referenzwert (20 °C), bewegen sich im fast gleichen Ausmaß wie bei der Warmdruckfestigkeit.

Wichtig ist hier die Erkenntnis, dass eine Überdosierung an Fasern erhebliche Nachteile im Festigkeitsverhalten bewirken kann. Es ist daher generell sinnvoll zu versuchen, mit wenig Fasergehalt das Auslangen zu finden.

Für die oben genannten Festigkeitsverluste > 400 °C sind verschiedene Mechanismen verantwortlich, die eine gesamtheitliche Betrachtungsweise erfordern. Ein Teil des Festigkeitsverlustes geht auf die zwischen 450 °C und 550 °C ablaufende Dehydratation von Portlandit [ $\text{Ca}(\text{OH})_2 \rightarrow \text{CaO} + \text{H}_2\text{O}$ ] zurück. Obwohl der Anteil des  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  durch die Zugabe von Silicastaub reduziert wird, kann auch bei Hochleistungsbeton mit einem festigkeitsmindernden Einfluss durch die Entwässerung des Portlandits gerechnet werden. Dabei wirkt die Portlanditzersetzung über zwei Mechanismen:

1. Zum Einen vergrößert sie die Porosität des Zementsteins und setzt seine Festigkeit herab,
2. Zum Anderen verstärkt sie das Schwinden des Zementsteins und damit die thermische Inkompatibilität zwischen Zuschlag und Zementstein [59].

Nach dem Abschluss der Portlanditzersetzung tritt bei quarzitischen Zuschlägen bei einer Temperatur von 573 °C der nächste festigkeitsmindernde Einfluss auf. Es handelt sich dabei um die reversible  $\beta \rightarrow \alpha$ -Kristallumwandlung des Quarzes. Die Umwandlung von  $\alpha$ -Quarz ( $\rho = 2,65 \text{ kg/m}^3$ ) in  $\beta$ -Quarz ( $\rho = 2,52 \text{ kg/m}^3$ ) hat eine Volumenzunahme zur Folge, die im Beton zu starken Gefügestörungen führt, und somit zur weiteren Entfestigung beiträgt. Bei der neuerlichen Umwandlung des  $\alpha$ -Quarzes in  $\alpha$ -Tridymit ( $\rho = 2,26 \text{ kg/m}^3$ ), die bei 870 °C beginnt, kommt es zu einem weiteren Porositätsanstieg im Beton [85].

Bei Temperaturen > 650 °C wird ein weiterer Festigkeitsabfall durch die Zersetzung bzw. Dehydratation der stabilen CSH-Phasen hervorgerufen. Unter der Bildung von  $\beta\text{-C}_2\text{S}$  kann die Druckfestigkeit des Zementsteins auf bis zu 15 % der Ausgangsfestigkeit abfallen.

Ab Temperaturen über 850 °C ist praktisch keine Zementsteinfestigkeit mehr gegeben. Bei Betonfestigkeit hier aus Haftreibung zwischen den Zuschlagskörnungen und evtl. Rehydratationen (Bildung von Wollastonit und Gehlenit) des Zements. Rehydratationen sind aber laut Zürz [49] selten gegeben und stark abhängig vom Zement und Hydratationsgrad.

Die Werte von M3 und M4 zeigten einen verhältnismäßig kleinen Rückgang der Festigkeit bei 100 °C. Zurückzuführen ist dies auf die Reduktion der Zugspannungen, welche infolge des sich bildenden Wasserdampfes entstehen, und so das Betongefüge schädigen. Durch den entsprechend hohen Anteil an PP-Fasern bei M3 und M4 ergibt sich einerseits eine höhere Permeabilität durch das Einmischen der Fasern und es bilden sich zwischen Fasern und Matrix vergleichsweise mehr Entweichungskapillaren für den Abbau des Dampfdruckes als bei M0, M1 und M2 (Punkt 2 und Punkt 3 der Permeationstheorie). Die Schmelz- bzw. Zersetzungstemperatur von PP liegt bei 160 bzw. 210 °C, folglich ist der Beitrag des Abschmelzens der Faser zu diesem Zeitpunkt noch nicht relevant!

In beiden Abbildungen sind zum Vergleich die Werte für druckbeanspruchten Normalbeton mit quarzhaltigem Zuschlag laut EC 2 Teil 1-2 angegeben. Diese Werte stellen einen Kompromiss zwischen verschiedenen europäischen Forschungsergebnissen dar [31]. Sie liegen nur bei 100 °C über den im Versuch erhaltenen Ergebnissen.

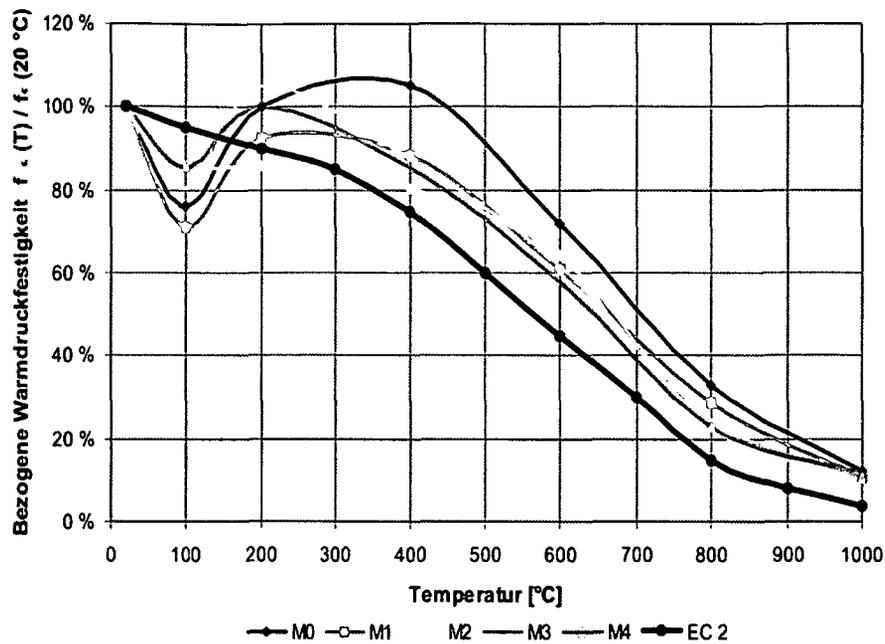


Abbildung 7-42: Bezogene Warmdruckfestigkeiten

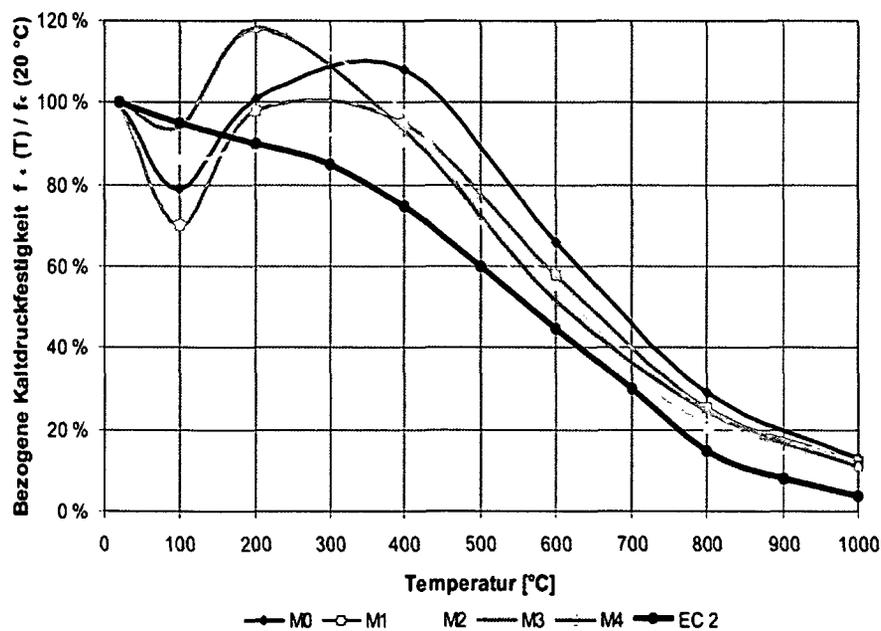


Abbildung 7-43: Bezogene Kaltdruckfestigkeiten

Als Vergleich sollen auch Ergebnisse von vier anderen Versuchsreihen mit hochfestem und normalfestem Beton dargestellt werden. Die Ergebnisse von *Castillo und Durani* (siehe Abbildung 7-44) zeigen im Temperaturbereich von 200 °C bis 400 °C – wie auch die Versuchsergebnisse der vorliegenden Arbeit – einen Wiederanstieg der Festigkeiten bis über den Referenzwert hinaus. Bei den Resultaten von *Hammer* (siehe Abbildung 7-45), *Diederichs* (siehe Abbildung 7-46) und *Felicetti* (siehe Abbildung 7-47) fehlt dieser Effekt. Hier kann lediglich ein

Gleichbleiben der Druckfestigkeiten im genannten Bereich festgestellt werden. Ab 400 °C zeigen alle abgebildeten Versuchsreihen einen kontinuierlichen Rückgang der Festigkeiten. Die Festigkeitsverluste bewegen sich dabei etwa in jenem Ausmaß, wie sie auch bei den Versuchen im Zuge dieser Arbeit auftraten.

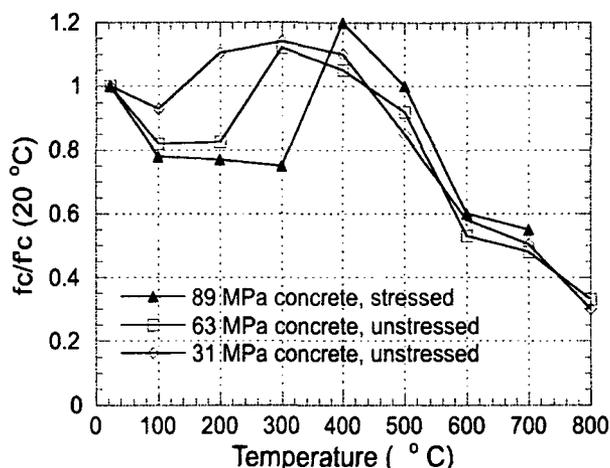


Abbildung 7-44: Druckfestigkeit vs. Temperatur (Castillo and Durani [82])

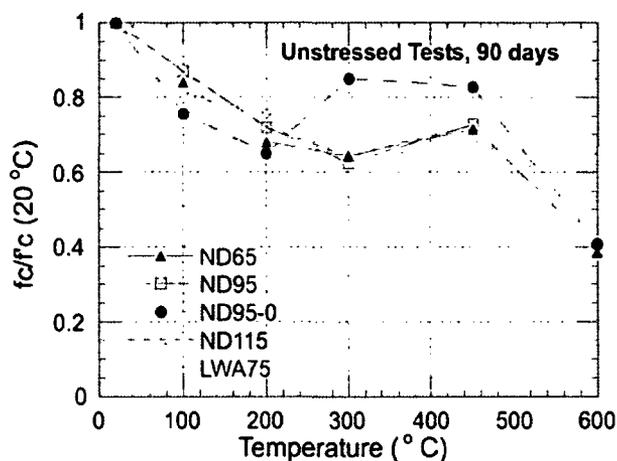


Abbildung 7-45: Druckfestigkeit vs. Temperatur (Hammer [86])

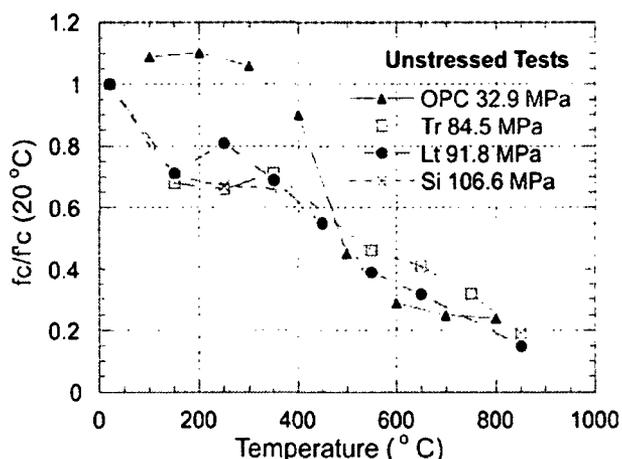


Abbildung 7-46: Druckfestigkeit vs. Temperatur (Diederichs et al. [87])

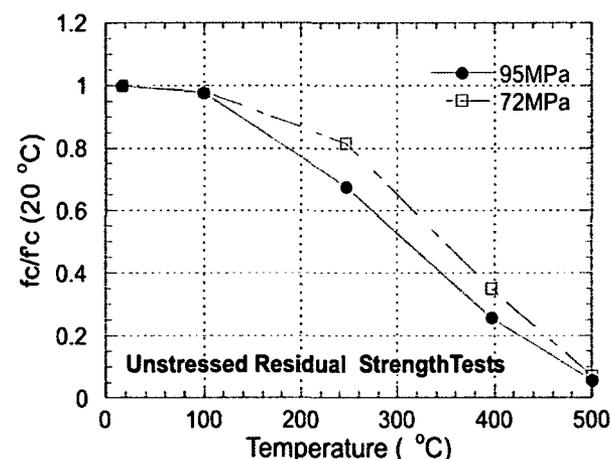


Abbildung 7-47: Druckfestigkeit vs. Temperatur (Felicetti et al. [88])

### Bemerkungen zum Bruchverhalten der untersuchten HPC

Neben den bisher beschriebenen Ergebnissen, werden in diesem Abschnitt die Beobachtungen bezüglich des Abplatz- und Bruchverhaltens bei erhöhter Temperatur im Detail diskutiert.

Beim Erhitzen im Ofen wurden keine Betonabplatzungen festgestellt. Obwohl hochfester Beton aufgrund seiner Dichtheit relativ leicht zum Abplatzen neigt, wurden in den Versuchsreihen – auch bei der Mischung ohne PP-Fasern – keine derartigen Beobachtungen gemacht. Der Grund dafür ist die zu geringe Aufheizgeschwindigkeit von nur 5 K/min.

Ab einer Temperatur von 400 °C war vermehrt ein Rissverlauf entlang der Korngrenzen festzustellen. Gleichzeitig kam es mit steigender Temperatur zu einem vermehrten Abfallen von unterschiedlich großen Bruchstücken während der Druckprüfung. Erwähnenswert ist noch, dass die Gefügestörungen bei 800 °C soweit voranschritten waren, dass die größeren Zuschlagskörner nach der Druckprüfung leicht (leichter Hammerschlag) aus dem Matrixverbund herausgelöst werden

konnten. Außerdem war ein „Zerbröseln“ von abgefallenen Bruchstücken in der Hand möglich. Der Beton hält bei derart hohen Temperaturen nur mehr durch Haftreibung. Die Bruchformen der einzelnen untersuchten Mischungen bei der Druckprüfung unterschieden sich nicht signifikant voneinander. In Abbildung 7-48 sind einige Beispiele für die aufgetretenen Bruchbilder in Abhängigkeit von der Temperatur angegeben.

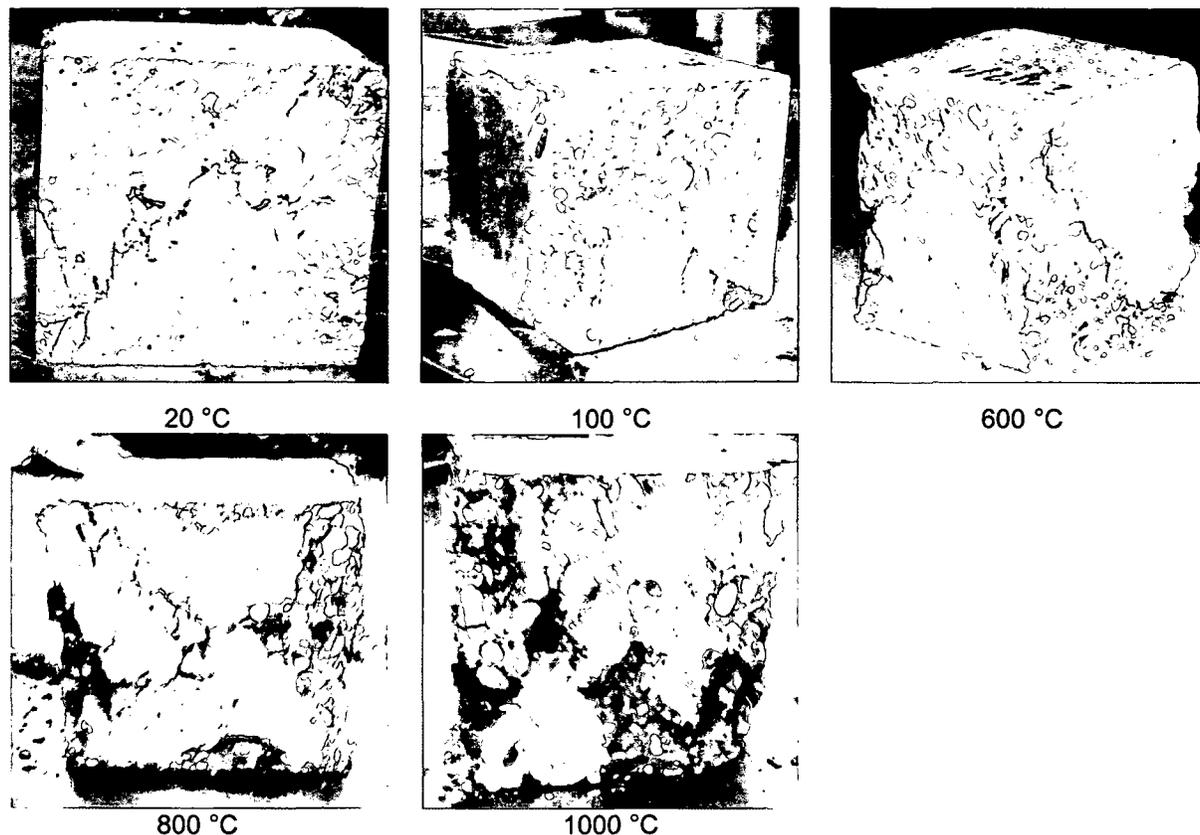


Abbildung 7-48: Beispiele für aufgetretene Bruchbilder in Abhängigkeit von der Temperatur

#### 7.4.4 Gegenüberstellung von Warm- und Kaltdruckfestigkeiten

Werden dem Beton keine PP- Fasern zugegeben, so ist praktisch kein Unterschied zwischen Warm- und Kaltdruckfestigkeit zu erkennen (siehe Abbildung 7-49). Bei gesteigerter Zugabe der Fasern (siehe Abbildung 7-50 bis Abbildung 7-53) erreichen die Kaltdruckfestigkeit bis zu einer Temperatur von 500 °C höhere Werte als die Warmdruckfestigkeit. Danach vollzieht sich ein Wechsel. Durch die Einmischung der PP-Fasern besteht dem Anschein nach die Möglichkeit, thermische Dehnungen/Spannungen der Zuschläge und der Matrix besser auszugleichen und so den Schädigungsgrad zu reduzieren (Strukturauflockerung! – Permeationstheorie). Dies geht einher mit einer leichten Reduktion der Druckfestigkeit. Die Entwicklung der schädlichen, großen Temperaturspannungsrisse kann somit verringert werden und ermöglicht dadurch beim Abkühlen wieder eine Verfestigung der Betonstruktur. Über 500 °C ist dieser „Dämpfungseffekt“ nicht mehr gegeben. Die Temperaturspannungen sind zu groß.

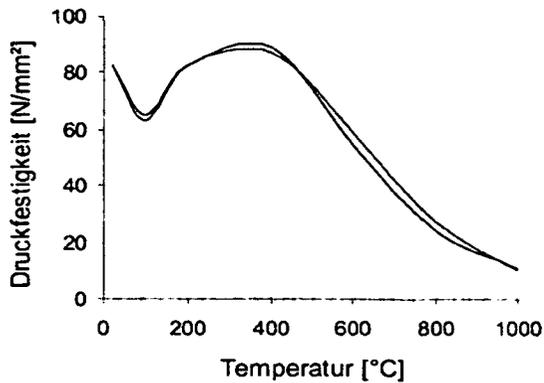


Abbildung 7-49: Festigkeitsvergleich warm – kalt bei M0, 0 kg/m<sup>3</sup> PP-Fasern

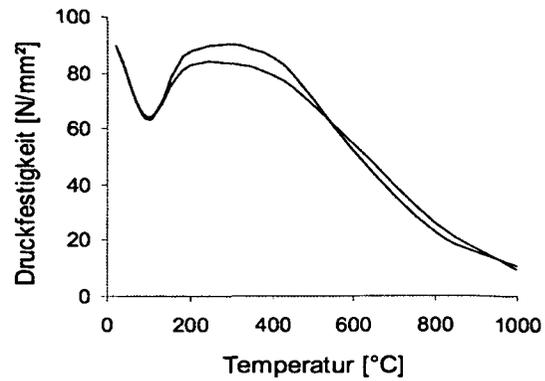


Abbildung 7-50: Festigkeitsvergleich warm – kalt bei M1, 1 kg/m<sup>3</sup> PP-Fasern

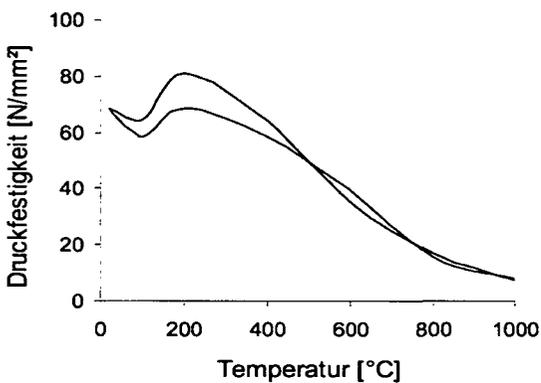


Abbildung 7-51: Festigkeitsvergleich warm – kalt bei M2, 2 kg/m<sup>3</sup> PP-Fasern

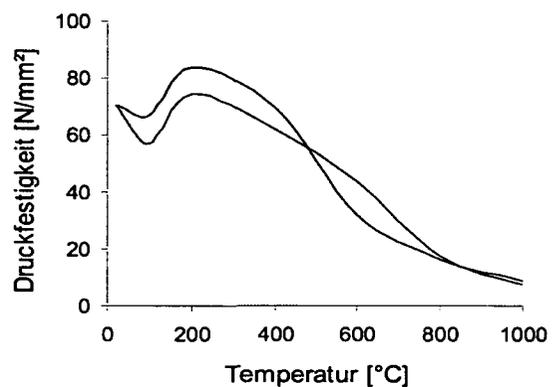


Abbildung 7-52: Festigkeitsvergleich warm – kalt bei M3, 3 kg/m<sup>3</sup> PP-Fasern

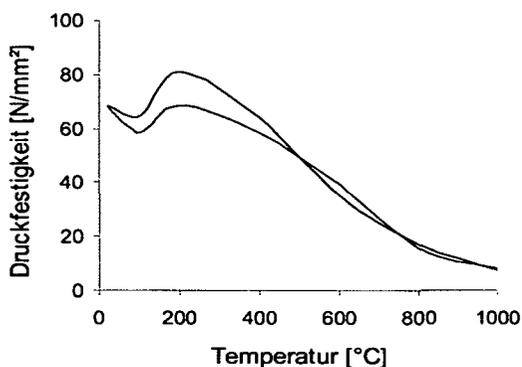


Abbildung 7-53: Festigkeitsvergleich warm – kalt bei M4, 4 kg/m<sup>3</sup> PP-Fasern

Legende:

Blau: Kaltdruckfestigkeit  
Rot: Warmdruckfestigkeit

#### 7.4.5 Gewichtsverlust

Bei Betrachtung der temperaturabhängigen Gewichtsverluste fällt auf, dass innerhalb der einzelnen Temperaturstufen keine großen Streuungen zwischen den Mischungen auftreten. Lediglich bei den höheren Temperaturen (800 °C, 1000 °C) kann man

einen etwas größeren Streubereich feststellen, ohne jedoch einen wirklichen Einfluss des PP-Fasergehaltes zu erkennen.

Um Aussagen über die Masseverluste innerhalb der entsprechenden Temperaturbereiche machen zu können, ist in Abbildung 7-54 stellvertretend für alle Mischungen die Gewichtsverlustkurve von M3 (3,0 kg/m<sup>3</sup> PP-Fasern) dargestellt. Da die Kurven der anderen Mischungen nur sehr gering nach oben und unten abweichen, wird auf weitere Abbildungen verzichtet. Der Verlauf der kalt- bzw. warmgeprüften Proben ist praktisch ident.

Der anfängliche Gewichtsverlust bis 100 °C ist dem Verdunsten von Wasser aus Grobporen zuzuordnen. Wie man sehr deutlich erkennen kann, schreitet die Gewichtsreduktion im Temperaturbereich von 100 °C bis ca. 200 °C am schnellsten voran. Diese rapide Abnahme der Masse ist auf das Verdampfen des physikalisch gebundenen Porenwassers und die beginnende Wasserfreisetzung aus den CSH-Gelporen zurückzuführen. Da ein C<sub>3</sub>A-freier Zement verwendet wurde, kann davon ausgegangen werden, dass der Entwässerung des Ettringits in dieser Phase keine relevante Bedeutung hat. Im Bereich zwischen 200 °C und 450 °C nehmen die Gewichtsverlustkurven in geringem Umfang zu. Es wird nun vor allem Wasser aus den CSH-Phasen freigesetzt bzw. chemisch gebundenes Wasser ausgetrieben (Dehydratation 1. Stufe). In dieser Phase sind auch die Polypropylenfasern beinahe vollständig zersetzt (Schmelzpunkt bei ca. 160 °C, die Zersetzung der PP-Fasern erfolgt bei ca. 250 °C) dabei verlieren diese ca. 80 % ihrer Masse.

Oberhalb von 450 °C steigen durch den Portlandziterfall und weiteren Abbau der CSH-Phasen die Massenverluste wieder schneller an. Ab ca. 700 °C verursacht dann der Abbau der CSH-Phasen und die Umwandlung des  $\beta$ -Quarzes in  $\alpha$ -Tridymit ein Ansteigen des Kapillarvolumens und damit einen weiteren Gewichtsverlust.

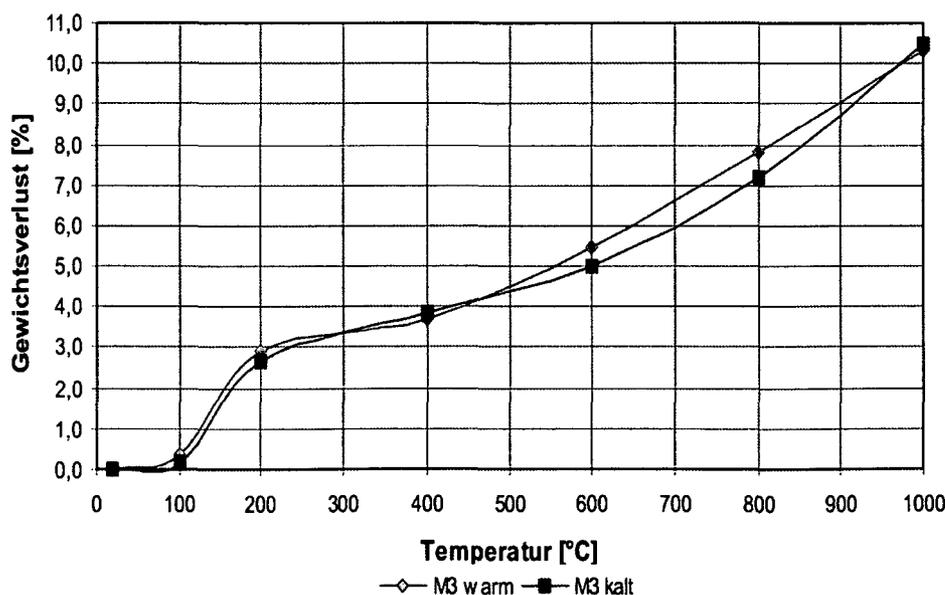


Abbildung 7-54: Gewichtsverlustkurven für einen HPC mit 3,0 kg/m<sup>3</sup> PP-Fasern

### Erkenntnisse

- Mit steigendem PP-Fasergehalt geht die Festigkeit von HPC geringfügig zurück. Die Einmischung von PP-Fasern bewirkt Störungen im Betongefüge, die zu einer Strukturauflockerung führen und somit die Druckfestigkeiten moderat reduziert.

- Ein Vergleich der Festigkeiten der Warmdruckversuche und jenen der Kaltdruckversuche zeigte für die Praxis keine relevanten Unterschiede. Bis zu einer Temperatur von ca. 500 °C lagen die Kaltdruckfestigkeiten leicht über den Warmdruckfestigkeiten. Bei höheren Temperaturen war dies gerade umgekehrt.
- Bei der Untersuchung des Kurzzeitverformungsverhaltens unter einaxialer Druckbeanspruchung zeigte sich eine sprunghafte Zunahme der Bruchstauchungen bei Temperaturen über 500 °C.
- Die größte Gewichtsreduktion ergab sich im Temperaturbereich zwischen 100 °C und 200 °C. Die max. Gewichtsverluste belaufen sich auf ca. 10 %.
- Während des Aufheizens im Ofen, waren bei keiner Mischung Betonabplatzungen festzustellen. Auch bezüglich des Bruchverhaltens zeigten die einzelnen Mischungen keine Unterschiede. Bis zu einer Temperatur von 400 °C konnte die im Vergleich zu normalfestem Beton erhöhte Materialsprödigkeit des HPC beobachtet werden. Ebenfalls bis zu dieser Temperatur verliefen die Bruchflächen des Hochleistungsbetons durch die Zuschlagskörner hindurch. Ab 600 °C stellte sich dann ein Rissverlauf entlang den Korngrenzen ein.

## **7.5 Temperaturabhängige Festigkeiten bei hochfesten Stahlfaserbetonen**

In Tabelle 7-3 sind die Mischungszusammensetzungen der untersuchten Stahlfaserbetone dargestellt. Der Versuchsablauf war gleich wie bei der Prüfung der HPC-Betone mit PP-Fasern.

In der Baupraxis ist zwar meist eine reine Druckbeanspruchung selten gegeben. Vielmehr tritt eine Druckbeanspruchung in Kombination mit einer Exzentrizität auf, die eine Biegebeanspruchung auslöst. Bei interaktiven Beanspruchungen werden dann Stahlfasern auch als versteckter Sicherheitsfaktor berücksichtigt. Außerdem ist die Wirkung dieser Fasern als Rissbremsen bestätigt.

Tabelle 7-3: Mischungszusammensetzungen beim hochfesten Stahlfaserbeton

Hochfester Stahlfaserbeton						
Bestandteile	Hersteller	M 0 Einwaage [kg/m <sup>3</sup> ]	M 1 Einwaage [kg/m <sup>3</sup> ]	M 2 Einwaage [kg/m <sup>3</sup> ]	M 3 Einwaage [kg/m <sup>3</sup> ]	M 4 Einwaage [kg/m <sup>3</sup> ]
Abmessung der Probe [cm]		15/15/15				
Zuschlag 0/4	Quarz Fa. Kies- Union	681	680	678	674	665
Zuschlag 4/8	Quarz Fa. Kies- Union	442	442	440	438	436
Zuschlag 8/16	Quarz Fa. Kies- Union	578	578	576	573	571
Quarzmehl	Quarz Fa. Kies- Union	46				
Wasser		184				
Zement	CEM I 42,5 R (HS) WT 33	460				
Mikrosilika	Addiment Silicol P	28				
Verflüssiger	Glenium 51	9,2				
Stahlfasern	Bekaert RC 80/35	0	30	50	75	100
Summe		2383	2412	2425	2442	2453
Wassereindringtiefe [mm]		3	4	4	3	3

### 7.5.1 Absolute Druckfestigkeit

Die bei den Versuchen gewonnenen Mittelwerte der Bruchspannungen sind in Abbildung 7-55 und Abbildung 7-56 ersichtlich. Dabei ist die Abhängigkeit der Festigkeiten von den unterschiedlichen Temperaturen deutlich ersichtlich. Die Druckfestigkeitsprüfungen wurden in einem Betonalter von 63 Tagen durchgeführt. Die Würfelproben 15/15/15 cm lagerten dabei bis zur Prüfung unter Wasser.

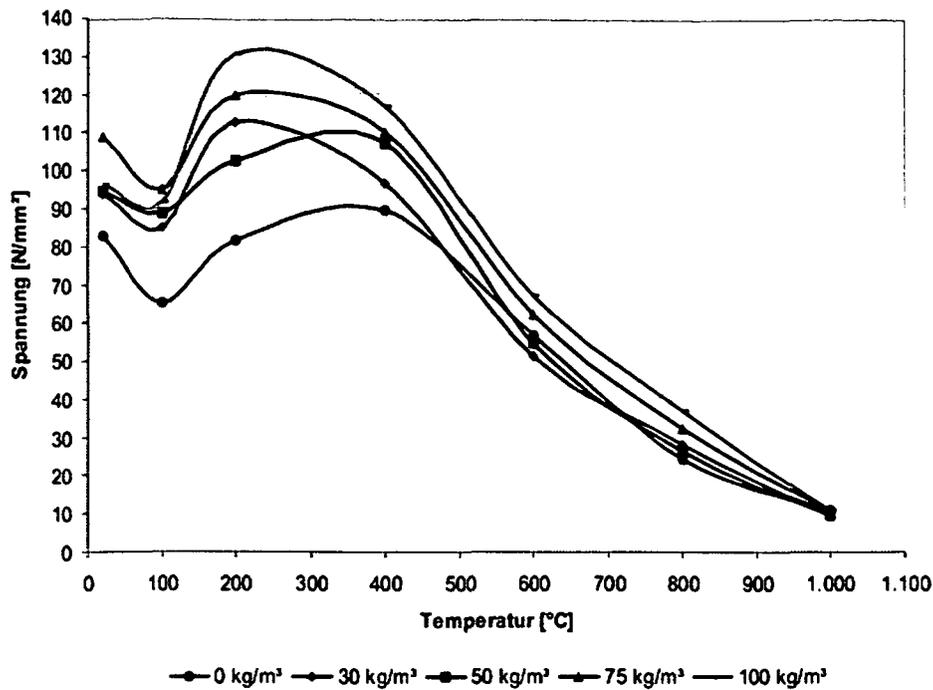


Abbildung 7-55: Mittelwerte Bruchspannung, kalt geprüft

Die Werte bei 20 °C liegen alle in einem Bereich von 80 bis 115 N/mm<sup>2</sup>. Somit entsprechen sie hochfesten Betonen der Klassen C 70/85 bis C 90/105. Auffallend ist vor allem bei 20 °C, dass die Proben mit 75 kg/m<sup>3</sup> Stahlfaseranteil die höchste Festigkeit mit annähernd 109 N/mm<sup>2</sup> besitzen, während die Proben mit einem Stahlfaseranteil von 100 kg/m<sup>3</sup> sich nur unwesentlich von den Proben mit 30 und 50 kg/m<sup>3</sup> unterscheiden. Sie liegen allesamt bei etwa 95 N/mm<sup>2</sup>.

Generell ist eine Tendenz gegeben, dass ein höherer Stahlfaseranteil eine größere Festigkeit bewirkt. Ein Rückgang der Druckfestigkeit durch die schlechtere Möglichkeit der Verdichtung bei einem erhöhten Stahlfaseranteil ist allerdings bei den Proben mit 100 kg/m<sup>3</sup> festgestellt worden.

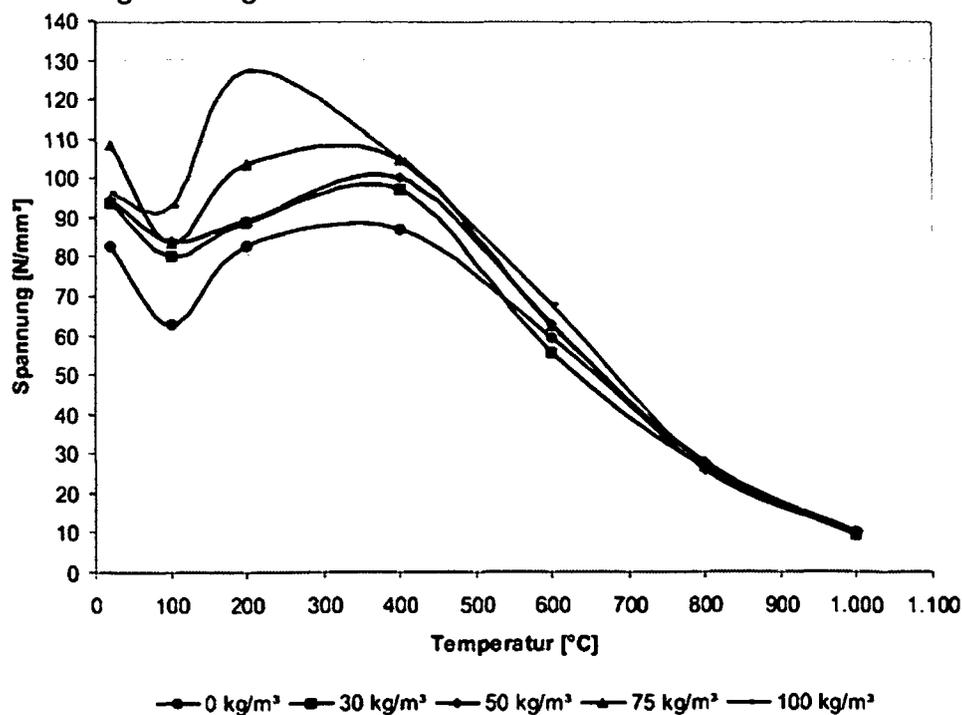


Abbildung 7-56: Mittelwerte Bruchspannung, warm geprüft

Weiters ist bei allen Proben ein Abfall der Festigkeit bei 100 °C sowie ein Wiederanstieg der Festigkeit bei 200 °C zu erkennen. Die Werte der Festigkeiten bei 100 °C liegen um bis zu etwa 25 % unter denen bei 20 °C. Dieser Verlust an Festigkeit ist auf den bei 100 °C entstehenden Wasserdampf des Porenwassers zurückzuführen. Das bisher flüssig vorliegende Wasser erlangt durch den Übergang in den gasförmigen Zustand ein bei weitem höheres Volumen. Dadurch kommt es zu einer Zunahme des Volumens des Körpers und einer erhöhten Benetzung der inneren Oberflächen. Dies wiederum führt zu einem Festigkeitsabfall. Dies ist auch optisch durch den entweichenden Dampf ab 100 °C aus dem Ofen zu erkennen gewesen. Es handelt sich hier um die selben Prozesse wie schon vorher im Kapitel 7.4 erklärt. Es wird daher hier nicht nochmals darauf genau eingegangen.

Bei 200 °C kommt es dann wieder zu einem Anstieg der Festigkeit bis bzw. über der Normfestigkeit. Teilweise sind die ermittelten Spannungen um bis zu 30 % höher als jene bei 20 °C. Dies ist dadurch zu erklären, dass das durch die Freisetzung des gebundenen Gelwassers eine Verfestigung des Korngerüsts (Konsolidierung) entsteht.

Bei hohen Stahlfaserzugaben ist eine Festigkeitszunahme bis zu 400 °C möglich. Der Effekt ergibt sich durch die Erhöhung der Zugfestigkeit im Beton, sodass ein höherer Dampfdruck im Zustand II aufgenommen werden kann. Dieser Effekt ist allerdings nur bei geringen Aufheizgeschwindigkeiten, wie hier gegeben. Bei höheren Temperaturgradienten ist dieser Effekt deutlich geringer (siehe Wirkung der Stahlfasern – Kapitel 5.5).

Bei höheren Temperaturen erreichen zwar auch die Proben mit einem höheren Stahlfaseranteil eine höhere Festigkeit, die Unterschiede sind jedoch äußerst gering. Bei einer Temperatur von 1.000 °C erreichen sämtliche Proben, unabhängig von dem Stahlfaseranteil, eine Bruchspannung von etwa 9 bis 11 N/mm<sup>2</sup>, d.h. die Stahlfasern haben ihren Einfluss verloren.

### **7.5.2 Relative Druckfestigkeit**

In Abbildung 7-57 und Abbildung 7-58 sind die normierten Bruchspannungen auf jene bei 20 °C abgebildet. Vergleichend ist die in EC 2 (Klasse 3) angegebene Kurve für HPC-Betone mit quarzitischen Zuschlägen angegeben. Es ist zu erkennen, dass bis auf die Werte bei 100 °C sämtliche Werte der EC2- Kurven deutlich überschritten werden.

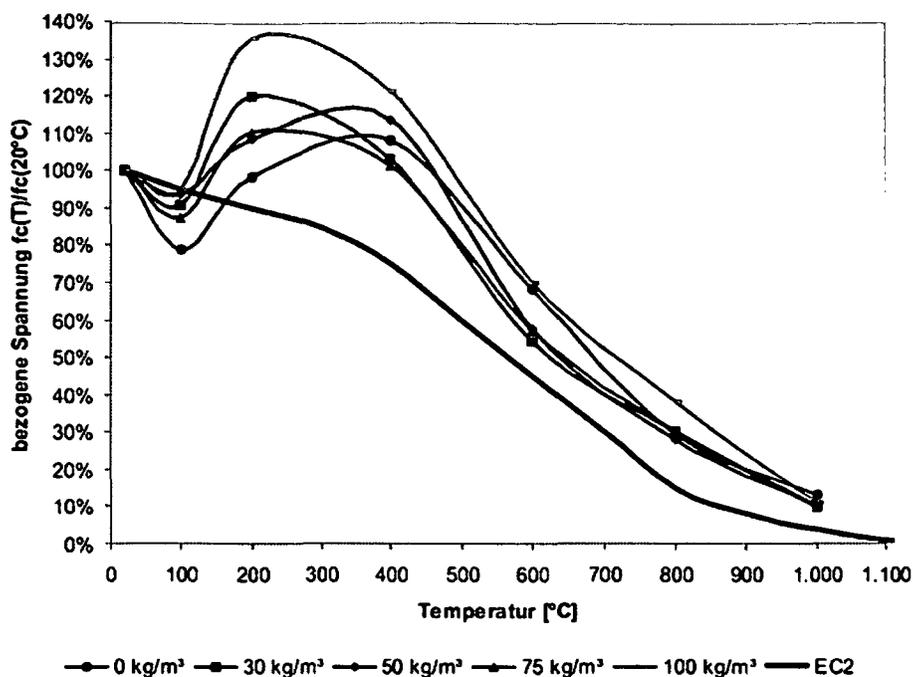


Abbildung 7-57: Mittelwerte Bruchspannung, kalt geprüft, normiert

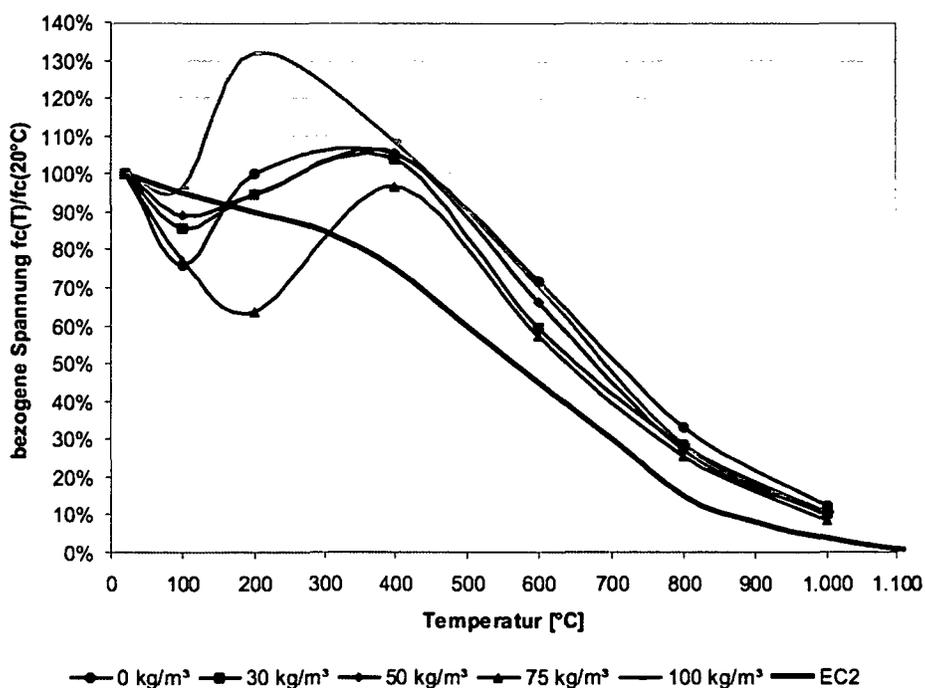


Abbildung 7-58: Mittelwerte Bruchspannung, warm geprüft, normiert

Auffällig ist die Festigkeit der Mischung mit einem Stahlfaseranteil von 100 kg/m<sup>3</sup> bei einer Temperatur von 200 °C, die sich deutlich von den anderen Mischungen abhebt. Eine Begründung für dieses positive Verhalten konnte nicht gefunden werden. Weiters lassen beide Abbildungen den stetigen Abfall der Bruchspannungen mit zunehmender Temperaturbelastung erkennen. So enden sämtliche Kurven bei 1.000 °C bei einer Restfestigkeit von etwa 9,5 bis 13 % der Festigkeit bei 20 °C.

Auffallend war auch, dass sowohl bei den kalt geprüften Würfeln als auch bei den sofort nach der Erwärmung geprüften Proben, ab etwa 400 °C die Würfel ohne Stahlfasern eine höhere relative Festigkeit besitzen als jene mit Stahlfasern (außer

jener mit 100 kg). Dies ist evtl. auf eine schnellere Erwärmung der Stahlfasern gegenüber dem Beton zurückzuführen. Dadurch wird der Verbund verringert und die Festigkeit nimmt ab.

Bei den Proben mit Stahlfasern ist erkennbar, dass der Festigkeitsabfall bei 100°C durch höhere Zugaben an Stahlfasern beinahe kompensiert werden konnte. Stahlfasern erhöhen die Zugfestigkeit (Belastbarkeit) des Betons, so dass die Querkzugspannungen im Brandversuch besser aufgenommen werden können.

Bei den Proben mit Polypropylenfaser ergab sich ein ähnliches Bild, nur mit dem Unterschied, dass PP-Fasern, den bei der Aufheizung aufbauenden Dampfdruck reduzieren. Die entstehenden Zugspannungen werden reduziert. Daher ist auch die Verwendung eines Fasercocktailbetons zu bevorzugen.

Der kontinuierliche Abfall der Festigkeit ab 400 °C lässt sich durch einige Vorgänge erklären.

Der Vergleich mit ähnlichen Versuchsreihen an normalfesten und hochfesten Betonen ergibt eine teilweise Übereinstimmung der Versuchsergebnisse.

Bei den Versuchen von *Felicetti* [88] und *Diederichs* [87] konnte – im Gegensatz zu dieser Arbeit - kein Anstieg bei 200 °C festgestellt werden (Vergleich nur zulässig für HPC ohne Fasern!). Der Festigkeitsabfall bei Temperaturen ab 400 °C ist jedoch ähnlich dem der in der vorliegenden Arbeit ermittelten Werte. Bei *Felicetti* beträgt die Festigkeit bei 1.000 °C etwa 10 % der Ausgangsfestigkeit. Dies deckt sich mit den Versuchsergebnissen dieser Arbeit.

Es konnte somit mit diesen Versuchen gezeigt werden, dass Stahlfasern bis zu einer Temperatur von ca. 400 °C Festigkeitserhöhungen bewirken. Allerdings, wie schon erwähnt, ist dies nur bei geringen Aufheizgeschwindigkeiten gegeben.

Bei Brandeinwirkung aus Hochtemperaturkurven hat sich gezeigt, dass die Abplatzungen durch Stahlfasern nicht verhindert werden können. Sie können lediglich den Eintrittszeitpunkt der Abplatzungen aufgrund einer kurzzeitig erhöhten Zugfestigkeit geringfügig verlängern. Eine wirksame Prävention ist durch die alleinige Zugabe von Stahlfasern nicht gegeben.

Ein Fasermix (Fasercoktail) aus PP- und Stahlfasern stellt jedoch eine sehr gute Methode dar. PP-Fasern reduzieren den Dampfdruck, Stahlfasern erhöhen die Zugfestigkeit und stabilisieren den Matrixverbund bei Temperaturen bis 400 °C. Deutlich darüber sind die Stahlfasern wirkungslos, was auch nicht so wichtig ist, da die Abplatzungen ohnehin bei geringeren Temperaturen stattfinden.

Ausschlaggebend ist, die Entstehung hoher Dampfdrücke so gut wie möglich zu verhindern und somit die Betonstruktur auf das größtmögliche Maß schadlos zu halten. Damit kann auch gewährleistet werden, dass der Beton auch noch bei höheren Temperaturen (bis 700 °C, ab 800 °C sind ja bekanntlich die Zementphasen destabilisiert) eine entsprechende Festigkeit aufweist. Dies ist ein wichtiger Punkt auch im Hinblick auf eine Sanierung. Je weniger der Beton geschädigt ist, desto einfacher, schneller und wirtschaftlicher kann ein brandgeschädigtes Bauwerk saniert werden.

### 7.5.3 Gegenüberstellung der Warm- und Kaltdruckfestigkeiten

In den nachfolgenden Abbildungen (Abbildung 7-59 bis Abbildung 7-63) sind die jeweiligen Festigkeiten der kalt und warm geprüften Proben je Mischung dargestellt. Festzustellen war, dass bei der Nullmischung ohne Fasern wie bei den PP-Fasern es zu keinen relevanten Unterschied kam.

Bei den restlichen Mischungen ergaben die Bruchspannungen der kalt geprüften Proben bis 500 °C höhere Werte als die der warm geprüften. Ab 500 °C beginnen

sich die Kurven anzunähern. Danach erlangen die Proben bis 50 kg/m<sup>3</sup> eine höhere Warmdruckfestigkeit. Bei den Mischungen darüber war dies nicht der Fall. Hier führt der hohe Stahlanteil zum Aufweichen der Betonstruktur bei höheren Temperaturen. Erst beim Abkühlen verfestigen sich die Stahlfasern wieder und erhöhen somit die Gesamtfestigkeit. Die Festigkeiten bei 1.000 °C sind praktisch ident. Es sind kaum Unterschiede in den Restfestigkeiten ersichtlich.

Ein weiterer Einflussfaktor ergibt sich, aufgrund der höheren Dichte des Hochfesten Betons durch die größere spezifische Wärmespeicherkapazität  $c_p$ . Obwohl gleiche Abkühlgeschwindigkeiten vorherrschen kühlt der Beton mit einem größeren  $c_p$  langsamer aus. Diesem Einfluss steht aber ausgleichend gegenüber, dass höhere Festigkeiten auch höhere Eigenspannungen bewirken.

Aus den Ergebnissen lässt sich somit ableiten, dass Hochfeste Betone mit PP-Fasern höhere Temperaturbelastungen (abgesehen vom Abplatzen) in der Regel besser überstehen können als Normalbetone. Die Gründe liegen u.a. auch in der optimierten Herstellungstechnologie und der genau geplanten Sieblinien. Diese Ergebnisse widersprechen teilweise den vorgelegten Untersuchungsergebnissen, welche im Allgemeinen ein schlechteres Hochtemperaturverhalten von HPC zeigen im Vergleich zu Normalbeton. Die HPC-Untersuchungen sind dabei jedoch am optimierten HPC-Betonen im Hinblick auf Temperaturverhalten durchgeführt worden.

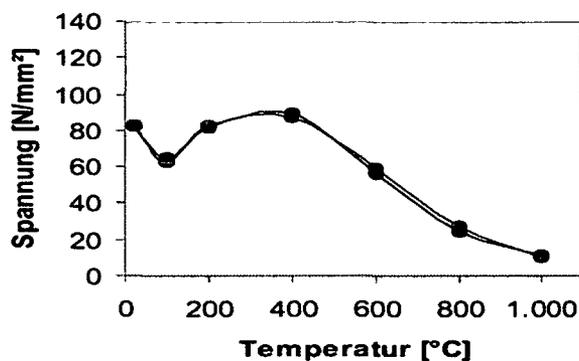


Abbildung 7-59: Vergleich Stahlfaserbeton warm – kalt bei M0, 0 kg/m<sup>3</sup> Stahlfasern

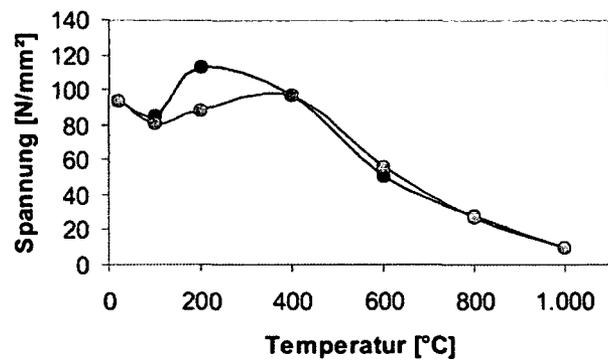


Abbildung 7-60: Vergleich Stahlfaserbeton warm – kalt bei M1, 30 kg/m<sup>3</sup> Stahlfasern

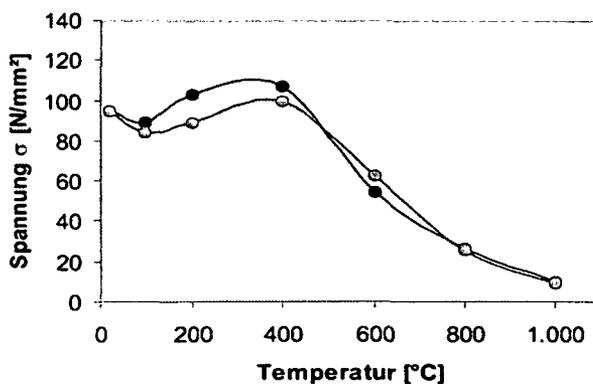


Abbildung 7-61: Vergleich Stahlfaserbeton warm – kalt bei M2, 50 kg/m<sup>3</sup> Stahlfasern

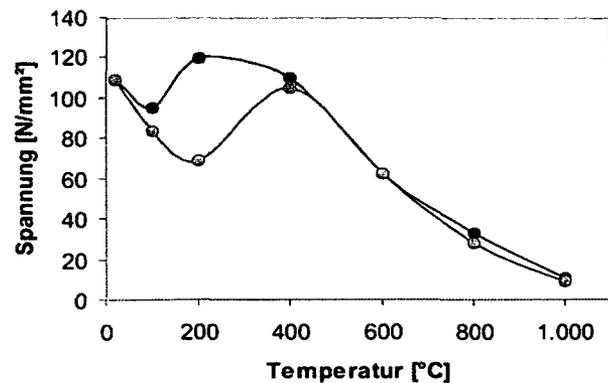


Abbildung 7-62: Vergleich Stahlfaserbeton warm – kalt bei M3, 75 kg/m<sup>3</sup> Stahlfasern

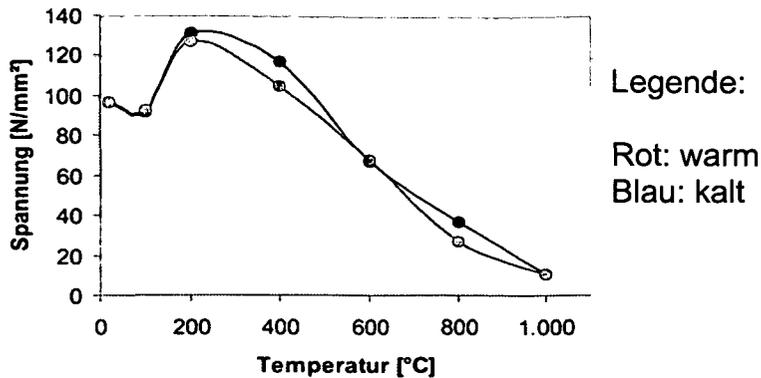


Abbildung 7-63: Vergleich Stahlfaserbeton warm – kalt bei M4, 100 kg/m<sup>3</sup> Stahlfasern

### 7.5.4 Gewichtsverlust

Bei den gemessenen Gewichtsverlusten fällt auf, dass bis 100 °C kein nennenswerter, beziehungsweise nur ein geringer Gewichtsverlust eintritt. Im Bereich zwischen 100 und 200 °C kommt es jedoch zu einem ersten markanten Verlust des Wassergehaltes. Dies ist wiederum auf das Verdampfen des physisch gebundenen Wassers und des Gelwassers erklärbar. Dieses Phänomen konnte auch am Prüfofen beobachtet werden. Während der Phase der Aufheizung kam es ab Temperaturen von 200 °C zu einer vermehrten Dampfbildung im Ofen. Diese dauerte bis etwa zu einer Temperatur von 400 °C an. Danach konnte keine weitere Dampfbildung beobachtet werden. Die zweite markante Verminderung des Wassergehaltes konnte ab etwa 600 °C festgestellt werden, und ist durch den ab 550 °C stattfindenden Abbau der CSH-Phasen in der 3. Stufe bei gleichzeitigem Anstieg des Kapillarvolumens erklärbar.

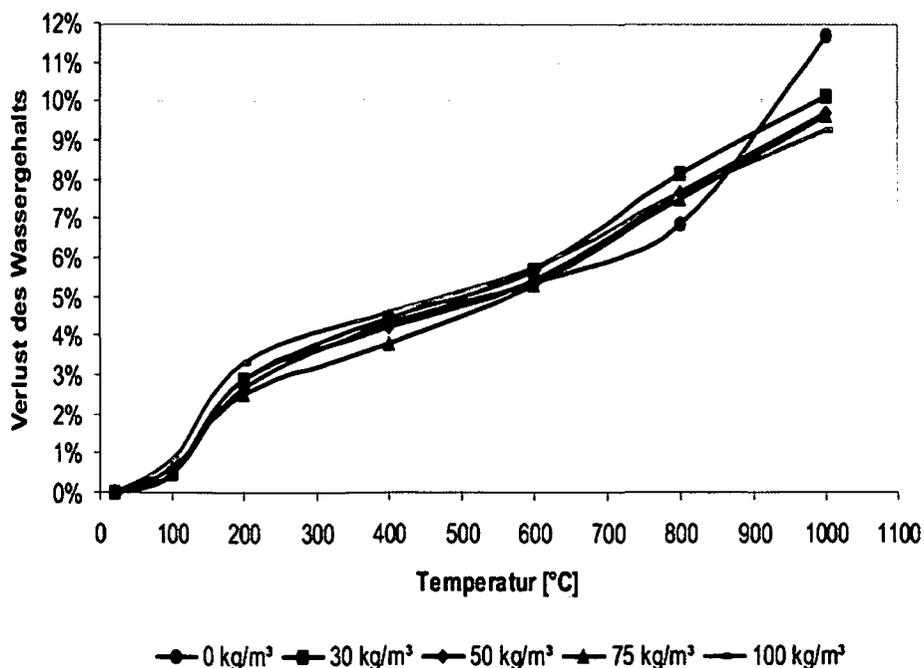


Abbildung 7-64: Abnahme des Wassergehalts der kalt geprüften Proben normiert auf den Wassergehalt bei 20 °C

Eine Korrelation zwischen dem Anteil der Stahlfaser im Beton und der Abnahme des Wassergehaltes konnte nicht festgestellt werden.

### Zusammenfassung der Ergebnisse

- Generell ist die Tendenz gegeben, dass ein höherer Stahlfaseranteil eine größere Festigkeit bewirkt. Ein Rückgang der Druckfestigkeit durch die schlechteren Verdichtungsmöglichkeiten ist bei einem erhöhten Stahlfaseranteil bei den Proben mit  $100 \text{ kg/m}^3$  festgestellt worden.
- Auffallend war auch, dass sowohl bei den kalt geprüften Würfeln als auch bei den warmgeprüften Proben, ab etwa  $400 \text{ }^\circ\text{C}$  die Würfel ohne Stahlfasern eine höhere relative Festigkeit besitzen als jene mit Stahlfasern (außer jener mit  $100 \text{ kg/m}^3$ ). Dies ist evtl. auf eine lokal schnellere Erwärmung der Stahlfasern gegenüber dem Beton zurückzuführen. Dadurch wird der Verbund verringert und die Festigkeit nimmt ab.
- Ein Vergleich der Festigkeiten der warm geprüften Proben mit jenen, die kalt geprüft wurden, ergab keine auffallenden Abweichungen, welche für die Praxis Bedeutung hätten. Bis  $500 \text{ }^\circ\text{C}$  sind die kalt ermittelten Werte größer, von  $500$  bis  $1.000 \text{ }^\circ\text{C}$  sind die Warmdruckfestigkeiten etwas höher.
- Die Auswertung der Kurzzeitverformungen ergibt, dass ab  $500 \text{ }^\circ\text{C}$  die Deformationen rapide zunahm. Dies gilt für sämtliche Stahlfasergehalte. Bei unterschiedlichen Stahlfasergehalten und gleicher Temperatur liegen die Spannungs-Weg- Linien dicht beieinander. Ab einer Temperatur von  $600 \text{ }^\circ\text{C}$  werden sie nahezu ident.
- Der Wassergehalt der Probekörper nimmt mit zunehmender Temperaturbeanspruchung ab. Die größte Abnahme erfolgt bei  $200 \text{ }^\circ\text{C}$  und danach bei etwa  $500 \text{ }^\circ\text{C}$ . Bei  $1.000 \text{ }^\circ\text{C}$  betragen die Masseverluste etwa  $10 \%$  der Masse bei  $20 \text{ }^\circ\text{C}$  (dies entspricht etwa der Gesamtwassermenge + Kernfeuchte).

## **7.6 Vergleich von Ergebnissen hochfester Betone aus RWS- und ETK- Belastungen**

Um eine Aussage treffen zu können, wie sich HPC-Betone bei Temperaturbelastungen durch Hochtemperaturkurven im Vergleich zur Einheitstemperaturkurve verhalten, wurden auch Versuche mit der ETK gefahren. Folgende Probekörper wurden verglichen (Mischungen siehe Tabelle 7-1):

M2	ohne PP-Fasern, $50 \text{ kg/m}^3$ Stahlfasern
M4	$1 \text{ kg/m}^3$ PP-Fasern, $50 \text{ kg/m}^3$ Stahlfasern
M6	$2 \text{ kg/m}^3$ PP-Fasern, $50 \text{ kg/m}^3$ Stahlfasern

Die Herstellung und Lagerung war ident mit jenen Proben für die RWS Prüfung (siehe Tabelle 7-1). Die Betonfeuchte der Probekörper wurde an Vergleichprobekörpern (Würfel  $15/15/15 \text{ cm}$ ) ermittelt und lag bei den drei Proben zwischen  $2,3$  und  $2,5 \%$ . Die Prüfung erfolgte nach  $63$  Tagen. Auf der Abbildung 7-65 ist der Probekörper M2 ohne PP-Fasern dargestellt. Sie Abplatzungen traten bei ca.  $80 \%$  der beflamten Oberfläche auf, max. Abplatztiefe betrug  $2,0 \text{ cm}$ , mittlere Abplatztiefe lag bei  $1,0 \text{ cm}$ . Bei den anderen Proben mit PP-Fasern traten keine Abplatzungen auf.

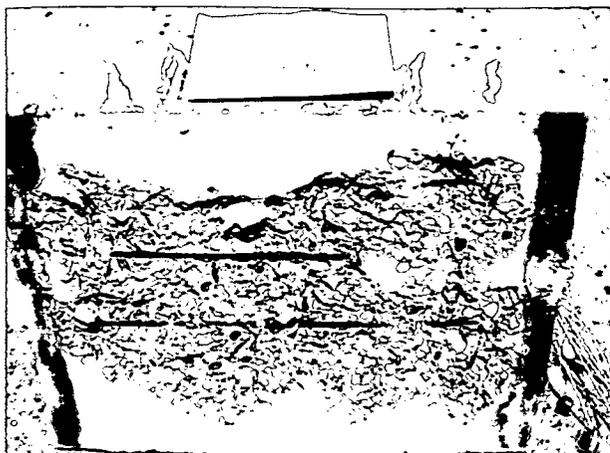


Abbildung 7-65: Mischung M2 nach dem ETK-Versuch, ohne PP-Fasern

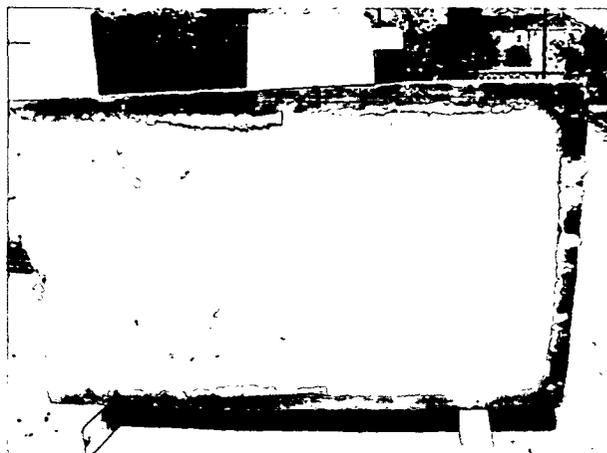


Abbildung 7-66: Mischung M4 nach dem ETK-Versuch, 1 kg/m<sup>3</sup> PP-Fasern

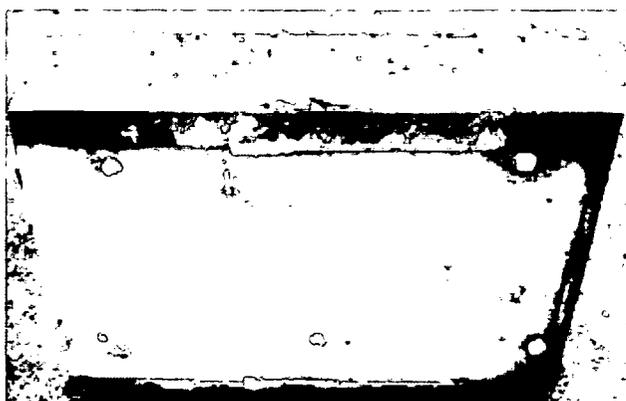


Abbildung 7-67: Mischung M6 nach dem ETK-Versuch, 2 kg/m<sup>3</sup> PP-Fasern

### Erkenntnisse

- Ohne PP-Fasern kommt es auch unter ETK Einwirkung zu Abplatzungen. Diese sind im Vergleich zu RWS Einwirkung (siehe Abbildung 7-11) jedoch deutlich geringer.
- Der Beton zeigte hier nur wenige, kleine Risse an den Seitenflächen. Bei der RWS kam es an der Brandoberfläche bereits zu Verglasungen des Zuschlages (Hornstein). Die thermisch geschädigte Zone reichte hier tiefer in den Querschnitt (ca. 7 cm), bei der ETK lag diese bei 1 cm.
- Zur Verhinderung von explosiven Abplatzungen unter ETK Einwirkung sind 1 kg/m<sup>3</sup> PP-Fasern ausreichend (siehe Abbildung 7-66 und Abbildung 7-67)

## **7.7 Verwendung hochfester Betone als Tunnelbeton**

Der Einsatz von hochfesten Betonen für unterirdische Verkehrsanlagen stellt eine neue, innovative Möglichkeit des Ausbaues dar. In diesem Abschnitt sollen – aufbauend auf den Versuchen – die Vor- und Nachteile eines Einsatzes von hochfestem Beton mit PP-Fasern als Auskleidungsbeton dargestellt werden. Dazu muss vorab gesagt werden, dass sich mit einer höheren Druckfestigkeit auch gleichzeitig eine Reihe anderer Eigenschaften verbessern, wenn auch in unterschiedlichem Maße. Daher muss bei der Beurteilung des Einsatzes von

Hochleistungsbetonen eine ganzheitliche Betrachtung der Eigenschaften (XA, XF, XC) erfolgen. Festzuhalten ist aber, dass die Druckfestigkeit der maßgebende Parameter bei der Verwendung von HPC bleibt. Bei allen Überlegungen wird von der positiven Wirkung der PP-Fasern bzw. PP- und Stahlfasern auf das Brandverhalten von Hochleistungsbeton ausgegangen. Als Tunnelbeton können derartige Betone bei folgenden Bauteilen zur Anwendung kommen:

- Spritzbetonsicherung beim "Drill & Blast"- Vortrieb
- Ortbetoninnenschale (inkl. Extruderbeton)
- Beton für Fertigteiltübbinge beim maschinellen Vortrieb
- Fertigteile für die Infrastruktur
- Abdeckplatten für Eisenbahnschwellen in Eisenbahntunneln zum Befahren für Einsatzfahrzeuge

Bei der Herstellung von Ortbetoninnenschalen wird der Beton entweder in einer Mischanlage auf der Baustelle gemischt oder er wird als Transportbeton von einem Betonwerk geliefert. In beiden Fällen müssen einige wichtige Voraussetzungen erfüllt sein, um einen hochfesten Beton mit Fasern als „Ortbeton“ zu verwenden. An erster Stelle muss die Qualität gesichert sein. Voraussetzung dafür ist eine ausreichende Qualitätskontrolle, die über die gesamte Bauzeit gewährleistet sein muss. Fällt die Entscheidung auf den Transportbeton, bedeutet dies einerseits eine Entlastung des Bauunternehmers und andererseits ist die Sicherung der Qualität – speziell bei HPC mit Fasern – im Betonwerk leichter zu bewerkstelligen.

Ein weiterer wichtiger Aspekt ist die Verarbeitbarkeit. Dabei ist bei Tunnelinnenschalen aus Ortbeton vor allem die Pumpfähigkeit gemeint. Wie auch die Probekörperherstellung für die Versuche zeigte, sinkt die Verarbeitbarkeit mit steigendem PP-Fasergehalt (ca. 4 cm pro kg PP-Fasern). Daher bedarf es beim möglichen Einsatz von Hochleistungsbeton mit PP-Fasern und/oder Stahlfasern einer Optimierung der Betonzusammensetzung, damit die Pumpfähigkeit des Betons gewährleistet wird.

Weiters kommt es durch die Zugabe von geringen Mengen an Stahlfasern (30 –50 kg/m<sup>3</sup>) zu einer Beschränkung der Risse im Beton. Im Weiteren können durch die Zugabe der Stahlfasern die teilweise auftretenden Zugspannungen (Zustand II) abgedeckt werden. Dadurch können bei der konventionellen Bewehrung mittels Stabstahl Einsparungen erzielt werden. Dies gilt sowohl für Tübbinge als auch für Ortbetoninnenschalen. Teilweise ist auch der Verzicht auf eine konventionelle Bewehrung denkbar.

Bezüglich der hohen Anforderungen an die Festigkeit und Dichtheit bietet sich der Einsatz als Extrudurbeton an, wenn man die entsprechende Verarbeitbarkeit erreicht. Beim Extrudierverfahren wird die Auskleidung aufgrund der einschaligen Bauweise ungleich mehr beansprucht als bei der zweischaligen Bauweise.

Bei Tübbingauskleidungen könnte der hochfeste Beton mit Fasern eine wirkliche Alternative zum heutigen Fertigteilausbau mit Normalbeton darstellen. Da die Festigkeit des üblichen Tübbingbetons schon bei rund 55 N/mm<sup>2</sup> liegt, ist hier der Schritt zum Hochleistungsbeton mit all seinen Vorteilen nicht mehr weit. Da die Tübbinge bewehrt werden müssen, könnte hier ein „Fasercoktail“ (Stahlfasern und Polypropylenfasern) von Vorteil sein.

Alle Tunnelauskleidungen aus HPC hätten jedoch einen nicht unbedeutenden Vorteil. Obwohl konstruktive Mindeststärken eingehalten werden müssen, könnten die bisherigen Dicken der Betonauskleidungen aufgrund der höheren Festigkeiten reduziert werden. Dies würde eine Verkleinerung des Ausbruchquerschnitts mit sich bringen und den kostenintensiven Vortrieb beschleunigen.

Neben der Druckfestigkeit sind folgende im Vergleich zu normalfestem Beton verbesserte Eigenschaften von HPC für den Tunnelbau interessant:

- *Erhöhter Widerstand gegen chemische Angriffe:* Voraussetzung für physikalische und chemische Angriffe auf den Beton ist das Eindringen gasförmiger oder flüssiger Medien. Da beim Hochleistungsbeton eine verringerte Festbetonporosität sowie ein Porensystem mit kleineren Porengrößen vorliegt, verlangsamen sich die chemischen Angriffe. Die geringere Porosität infolge der Zugabe von Silicastaub wirkt sich vor allem bei Sulfatangriff mit überwiegend treibender Wirkung positiv aus [89]. Für den Tunnelbau bedeutet dies, dass z.B. bei sulfathältigen Bergwässern ein erhöhter Widerstand gegeben ist.
- *Erhöhter Korrosionsschutz der Bewehrung:* Durch die hohen Zementgehalte und die geringe Kapillarporosität verringert sich bei hochfesten Betonen die Karbonatisierungsgeschwindigkeit sehr stark. Die mittleren Karbonatisierungstiefen liegen bei W/Z-Werten von 0,30 bei ca. 1/5 der Werte für Beton mit W/Z-Werten von 0,5. Hohe Silicastaubzugaben verringern den pH-Wert, jedoch mit praxisgerechten Anteilen an Microsilica wird der kritische Wert nie erreicht.
- *Erhöhter Frost-Tausalz-Widerstand:* Bei Innenschalenbeton wird zumindest in den Portalbereichen die Frostbeständigkeit nach ÖNORM B 3303 gefordert. Hochfeste Betone zeigen geringere Masseverluste bei Frost-Taumittel-Versuchen als normalfeste Betone. Ein hoher Widerstand kann bei hochfesten Betonen auch ohne Luftporenbildner erreicht werden. Voraussetzung dafür ist allerdings, dass der Beton vor der Frostbeanspruchung austrocknen kann. Daher sind beim Betonieren der Innenschale im Winter entsprechende Maßnahmen zu setzen (z.B. Abhängen der Portale und Heizen).
- *Erhöhte Temperaturbeständigkeit:* Die Versuche haben gezeigt, dass die hohen Temperaturen mit deutlichen Festigkeitseinbußen beim Hochleistungsbeton einhergehen. Vergleicht man jedoch die Festigkeiten von HPC mit Normalbeton, so zeigte sich, dass bei HPC ein deutlicher Festigkeitsschwund erst bei 500 °C einsetzt, hingegen bei Normalbeton dieses schon ab 400 °C passiert. Durch den Einsatz von Faserkombinationen kann eine höhere Festigkeitssteigerung (erhöhter Faserverbund) gegenüber Normalbeton erzielt werden.

Alle genannten Punkte sorgen für eine gute Dauerhaftigkeit des hochfesten Betons, wodurch dem Ziel nachgegangen werden kann, robuste und wartungsarme Tunnelauskleidungen mit langer Lebensdauer zu errichten. Für Tunnelanlagen ist dies ein ganz entscheidender Punkt, denn Wartungsarbeiten sind immer gleichbedeutend mit einer (teilweisen) Sperre des Tunnels und einem erhöhten Sicherheitsrisiko für alle Beteiligten.

Kommt es zu einem Brand im Tunnel, so können die Temperaturen bis auf 1000 °C und mehr ansteigen. Die dabei verursachten Schäden und die daraus resultierenden Folgekosten können enorme Ausmaße annehmen. Unter Folgekosten sind nicht nur die Sanierungskosten der Tunnelauskleidungen zu verstehen, sondern auch die durch notwendige Tunnelsperrungen verursachten Verdienstauffälle der Betreibergesellschaften. So z.B. sind der Betreibergesellschaft des Eurotunnels nach dem Brand 1996 Einnahmeausfälle von täglich über 1,56 Mio. € entstanden. Die ÖSAG hatte nach dem Brand im Tauerntunnel 1999 einen Mautentgang von rund 6,5 Mio. € pro Monat zu beklagen [90].

Durch betontechnologische Maßnahmen, wie z.B. der PP-Faserzugabe bei der Versuchsdurchführung, könnten explosionsartige Abplatzungen und somit die Brandschäden von Tunnelauskleidungen reduziert werden. Dies wiederum würde die Entwicklung der Folgekosten positiv beeinflussen. Zur Vermeidung von

---

explosionsartigen Abplatzungen in Verkehrstunneln können und werden auch Brandschutzplatten eingesetzt. Allerdings bietet Beton mit Polypropylenfasern, egal ob Normalbeton oder Hochfester Beton, folgende Vorteile:

- Durch Brandschutzplatten ist die Inspektion der Betonoberfläche (Tunnel-screening) nicht möglich.
- Instandsetzungs- und Reparaturarbeiten werden entscheidend erschwert, da der Zugang zur Oberfläche der Betoninnenschale nicht sofort gegeben ist.
- Im Falle eines Verkehrsunfalls ist bei mechanischer Einwirkung mit großflächigen Zerstörungen der Brandschutzplatten zu rechnen.
- Beton und Brandschutzplatten bilden ein Zweikomponentensystem aus unterschiedlichen Materialien mit verschiedenen E-Moduln und Temperaturkennziffern. Daraus können Probleme resultieren wie z. B. Ablösungen, Spannungsunterschiede etc.

Natürlich spielen auch die Herstellungskosten einer Tunnelinnenschale eine entscheidende Rolle. Bezüglich der Materialkosten sei an dieser Stelle auf eine Arbeit von Zodi [91] verwiesen, wo im Zuge des Variantenvergleichs die Kosten des HPC mit PP-Fasern untersucht wurden. Darin zeigt er auf, dass die geringen Mehrkosten des Betons, zuzüglich der etwas teureren Einbringung sich ausgleichen durch geringeren Ausbruchsquerschnitt und den geringeren Materialverbrauch. Die Materialvorteile des HPC sind hierin noch nicht berücksichtigt.

Abschließend kann somit festgehalten werden, dass ein Einsatz von HPC als Tunnelbeton durchaus Sinn macht. Es könnte mit den Versuchen gezeigt werden, dass das Temperaturverhalten solcher Betone mit entsprechender Faseroptimierung den Anforderungen entsprechend einstellbar ist, und damit alle Vorteile von HPC für den Tunnelbau benützt werden könnten.

## 8 SPEZIELLE UNTERSUCHUNGEN AN SELBSTVERDICHTENDEN BETONEN (SCC)

### 8.1 Versuchsdurchführung

Es wurden 6 Probekörper gemäß Richtlinie Faserbeton des ÖVBB mit Abmessungen 60/50/30 hergestellt. Die Mischungszusammensetzungen sind in Tabelle 8-1 aufgelistet. Die angegebenen Druckfestigkeiten beziehen sich auf Würfelprüfungen 15/15/15 cm nach 28 Tagen. Prinzipiell unterscheiden sich die Mischungen lediglich durch unterschiedliche Zugabemengen an PP-Fasern. Ein weiterer Unterschied stellt die Lagerung dar, und zwar wurden die Proben M1, M2 und M3 im Wasser gelagert, die Proben M4, M5 und M6 an der Luft. Dies soll zeigen, wie sich erhöhte Wassergehalte auf das Abplatzverhalten von SCC auswirken. Der W/Z-Wert beträgt bei allen Mischungen 0,44, der W/B-Wert beträgt 0,39.

Die Proben hatten zum Zeitpunkt des Brandversuches ein Alter von 71 Tagen. Die Lagerung erfolgte nach Tabelle 8-1. Daraus ersichtlich ist, dass sich für die Proben mit Wasserlagerung ein i. M. 1,9 % höherer Wassergehalt als bei jenen Proben aus der Luftlagerung ergibt. Der Wassergehalt wurde an Vergleichsprobekörpern (Würfel 15/15/15) bei 105 °C Ofentrocknung bestimmt.

Mittlere Wassergehalte im Vergleich:

SCC unter Wasser :	5,4 %
SCC an der Luft :	3,5 %

Persson bekommt in [84] ähnliche Wassergehalte für SCC bei Lagerung an der Luft (3,6 %), für SCC bei Lagerung unter Wasser sind seine Werte i. M. um 0,5 % höher (5,9 %). Die Druckfestigkeit wurde an Würfeln 15/15/15 cm nach 28 Tagen geprüft.

Weiters gibt er an, dass die Druckfestigkeit bei Zugabe von 1 kg/m<sup>3</sup> PP-Fasern um ca. 2,3 % reduziert wird. Das entspricht auch in etwa den hier erhaltenen Ergebnissen.

Ein Einfluss des W/B-Wertes auf das Abplatzverhalten ist laut Persson ebenfalls gegeben. Das größte Risiko ergibt sich bei einem W/B-Wert um die 0,40; bei 0,80 gab es keine Abplatzungen. Dieser Wert ist aber für Betone nicht zulässig, da die meisten Richtlinien und Regelwerke den W/B-Wert mit 0,55 bzw. 0,60 nach oben beschränken, um allgemein geforderte Betonqualitäten zu garantieren.

Es wurden auch die Wassereindringtiefen bei Normklima nach ÖNORM B3303 bestimmt. Hier zeigte sich, dass das Einmischen von PP-Fasern die Eindringtiefe leicht erhöht, jedoch die Grenzwerte für WDI-Betone nach der Richtlinie Innenschalenbeton der ÖVBB nicht erreicht werden.

In [84] wird berichtet, dass die Wassereindringtiefe bei Proben mit PP-Fasern bei 200 °C wieder absinkt. Persson führt dies auf die schmelzenden PP-Fasern zurück, welche die Poren verstopfen.

Tabelle 8-1: Mischungszusammensetzungen von SCC

Selbstverdichtender Beton [SCC]							
Bestandteile	Hersteller	M 1 Einwaage [kg/m <sup>3</sup> ]	M 2 Einwaage [kg/m <sup>3</sup> ]	M 3 Einwaage [kg/m <sup>3</sup> ]	M 4 Einwaage [kg/m <sup>3</sup> ]	M 5 Einwaage [kg/m <sup>3</sup> ]	M 6 Einwaage [kg/m <sup>3</sup> ]
Abmessung der Probe [cm]		60/50/30	60/50/30	60/50/30	60/50/30	60/50/30	60/50/30
Lagerung		Wasser			Luft		
Zuschlag GK 16	Quarz Fa. Kies- Union	1759	1757	1755	1759	1757	1755
Wasser (W)		190					
Verflüssiger	Glenium	8,6	9,3	10,0	8,6	9,3	10,0
Zement	CEM I 42,5 R (HS) WT 33	430					
Polypropylen- faser 623 monofil.	L = 6 mm PP Fibrin	0	1,5	2,5	0	1,5	2,5
Summe		2387	2386	2385	2387	2386	2385
Wassergehalt bei 105 °C [%]		5,35	5,43	5,48	3,46	3,52	3,50
Wassereindringtiefe [mm]		3	5	8	3	8	11
Druckfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]		59	57	57	54	51	52

## 8.2 Abplatzverhalten

Die Brandprüfungen erfolgten im Betonalter von 63 Tagen nach der EBM- Kurve. In der Abbildung 8-1 ist die beflamte Oberfläche des Betons ohne PP-Fasern ersichtlicht. Deutliche Abplatzungen der gesamten Oberfläche mit einer max. Abplatztiefe von 2,3 cm, und einer mittleren Abplatztiefe von 1,6 cm resultierten aus diesem Brandversuch. Die enorme thermische Zerstörung des Probekörpers zeigt Abbildung 8-2. Die Probe zeigte tiefe, breite Trennrisse, die eingelegte Bewehrung verhinderte die gänzliche Zerstörung des Probekörpers.



Abbildung 8-1: Oberfläche von M1 (ohne PP-Fasern) nach dem Brandversuch

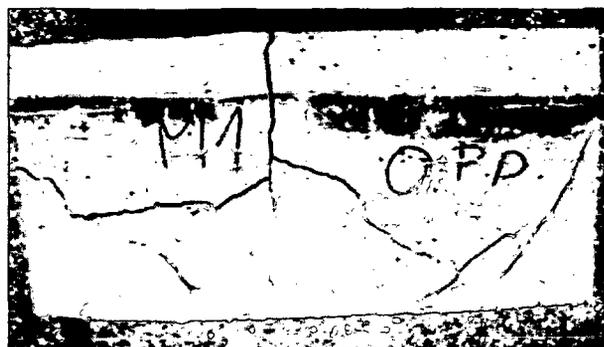


Abbildung 8-2: Stirnfläche von M1 nach dem Brandversuch

Abbildung 8-3 zeigt die beflamnte Oberfläche des Betons mit  $1,5 \text{ kg/m}^3$  PP-Fasern nach dem Brandversuch. Man sieht deutliche Abplatzungen auf ca. 75 % der Oberfläche mit einer max. Abplatztiefe von 1,8 cm, und einer mittleren Abplatztiefe von 1,0 cm resultierten aus diesem Brandversuch. Die thermische Zerstörung des Probekörpers zeigt Abbildung 8-4. Hier sind die Risse nicht so groß wie im Vergleich zur Probe ohne PP-Fasern, jedoch ist auch hier noch eine erhebliche Schädigung ersichtlich.

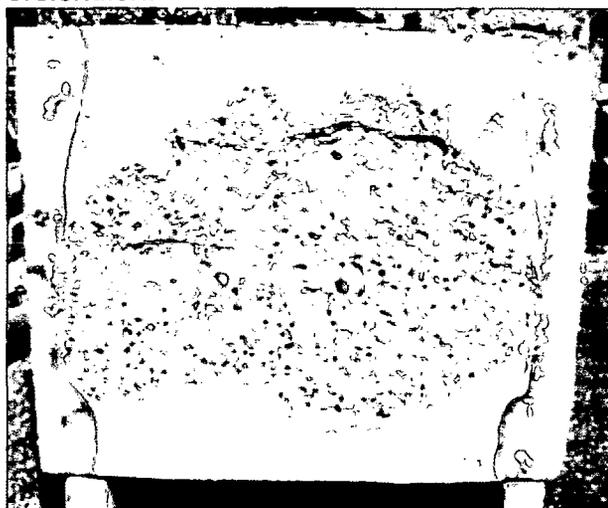


Abbildung 8-3: Oberfläche von M2 ( $1,5 \text{ kg/m}^3$ ) nach dem Brandversuch

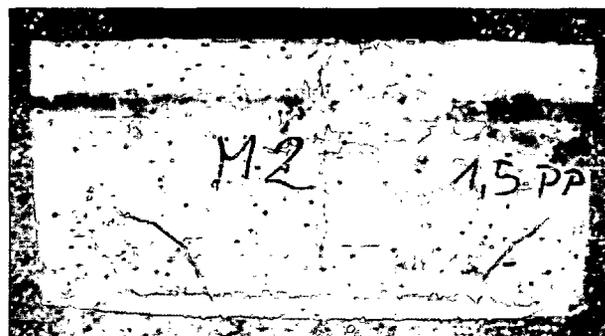


Abbildung 8-4: Stirnfläche von M2 nach dem Brandversuch

Auf der Abbildung 8-5 ist die beflamnte Oberfläche des Betons mit  $3,0 \text{ kg/m}^3$  PP-Fasern dargestellt. Abplatzungen auf der beflamnten Oberfläche sind nicht vorhanden. Die thermische Zerstörung des Probekörpers zeigt Abbildung 8-6. Hier sind kleine Risse vorhanden, im Vergleich zu den anderen Proben ist dieser Beton jedoch lediglich bis zu einer Tiefe von etwa 2,5 cm thermisch zerstört.



Abbildung 8-5: Oberfläche von M3 (3,0 kg/m<sup>3</sup>) nach dem Brandversuch

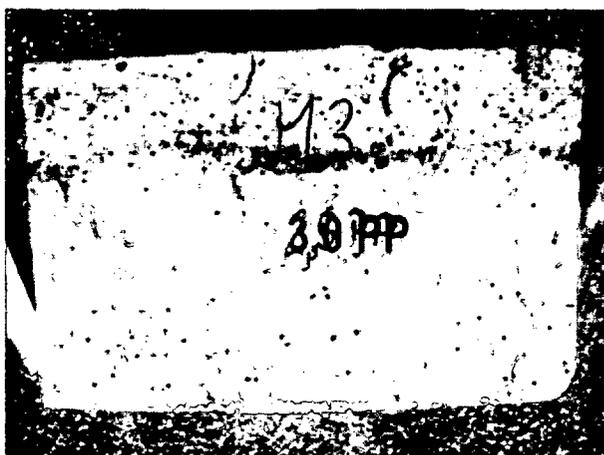


Abbildung 8-6: Stirnfläche von M3 nach dem Brandversuch

Auf der Abbildung 8-7 ist die beflamnte Oberfläche des Betons ohne PP-Fasern mit Luftlagerung ersichtlicht. Deutliche Abplatzungen sind auch hier an etwa 80 % der Oberfläche vorhanden, bei einer max. Abplatztiefe von 1,5 cm und einer mittleren Abplatztiefe von 0,9 cm. Die thermische Zerstörung der Stirnfläche des Probekörpers zeigt Abbildung 8-8. Die Probe zeigt im Vergleich zu M0 (höherer Wassergehalt) eine verhältnismäßig kleine Schädigung.

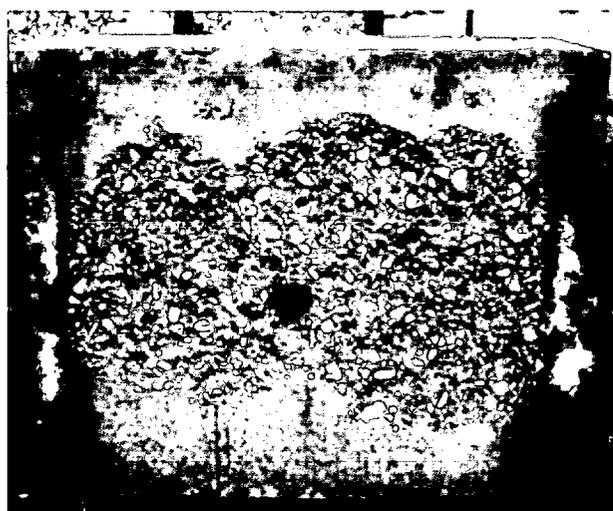


Abbildung 8-7: Oberfläche von M4 (ohne PP-Fasern) nach dem Brandversuch

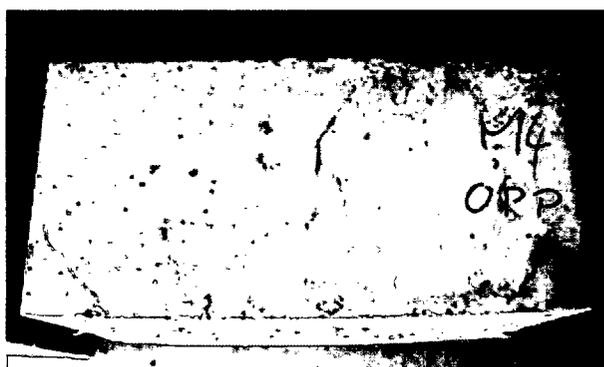


Abbildung 8-8: Stirnfläche von M4 nach dem Brandversuch

Auf der Abbildung 8-9 ist die beflamnte Oberfläche des Betons mit 1,5 kg/m<sup>3</sup> PP-Fasern ersichtlicht. Abplatzungen auf der Oberfläche sind keine vorhanden. Die thermische Zerstörung des Probekörpers zeigt Abbildung 8-10. Eine thermische Schädigung ist ersichtlich, im Vergleich zur wassergelagerten Probe M2 ist die Schädigung jedoch viel geringer.



Abbildung 8-9: Oberfläche von M5 (1,5 kg/m<sup>3</sup>) nach dem Brandversuch

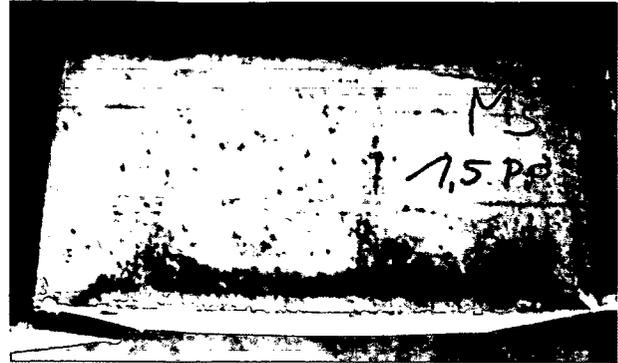


Abbildung 8-10: Stirnfläche von M5 nach dem Brandversuch

Auf der Abbildung 8-11 ist die beflamnte Oberfläche des Betons mit 3,0 kg/m<sup>3</sup> PP-Fasern dargestellt. Abplatzungen an der beflamnten Oberfläche sind nicht vorhanden. Die thermische Zerstörung der Seitenfläche des Probekörpers zeigt Abbildung 8-12. Hier sind kleine Risse vorhanden, im Vergleich zu den anderen Proben ist dieser Beton jedoch lediglich oberflächlich bis zu einer Tiefe von etwa 2,0 cm thermisch zerstört.



Abbildung 8-11: Oberfläche von M6 (3 kg/m<sup>3</sup>) nach dem Brandversuch



Abbildung 8-12: Stirnfläche von M6 nach dem Brandversuch

#### Erkenntnisse:

- Bei wassergelagerten Probekörpern ohne PP-Fasern waren die Abplatzungen im Brandversuch nach der EBM-Kurve erheblich größer als bei den luftgelagerten Proben. Ebenso war die thermische Schädigung markant größer. Dies kann bei wassergelagerten Proben bis zur vollständigen Zerstörung führen.
- Bei wassergelagerten Betonen war der Gehalt von 1,5 kg/m<sup>3</sup> der verwendeten PP-Fasern zu gering, um explosive Abplatzungen zu verhindern. Bei luftgelagerten Proben reichte diese Menge aus.

- Ab  $3 \text{ kg/m}^3$  PP-Faseranteil war bei den wassergelagerten Proben kein Abplatzen mehr gegeben und auch die thermische Schädigung war gering, sodass gegebenenfalls eine Sanierung mit vertretbaren technischen und finanziellen Mitteln möglich wäre.
- Bei SCC hängt das Abplatzen vom Wassergehalt (w/b-Wert) und möglicherweise auch vom Mehlkornanteil ab. Bei solchen Betonen muss aus rheologischen Bedingungen heraus der Feinanteil im Beton erhöht werden. Somit wird die Permeabilität niedriger.

Möglicherweise reicht eine geringer Faserdosierung von 2 bis  $2,5 \text{ kg/m}^3$  aus, um Abplatzungen zu verhindern, dass müsste aber erst durch Versuche übergeprüft werden. Die gewonnen Erkenntnisse decken sich mit jenen aus [84].

### 8.3 Temperaturkurven

In Abbildung 8-13 sind die gemessenen Temperaturverläufe bei der gegebenen Belastung nach der EBM-Kurve in verschiedenen Tiefen dargestellt. Im Bereich der 10 cm Temperaturkurve zeigt sich ein Plateau bei  $100 \text{ }^\circ\text{C}$ , welches auf eine starke Wasserverdampfung in der jeweiligen Messtiefe hinweist.

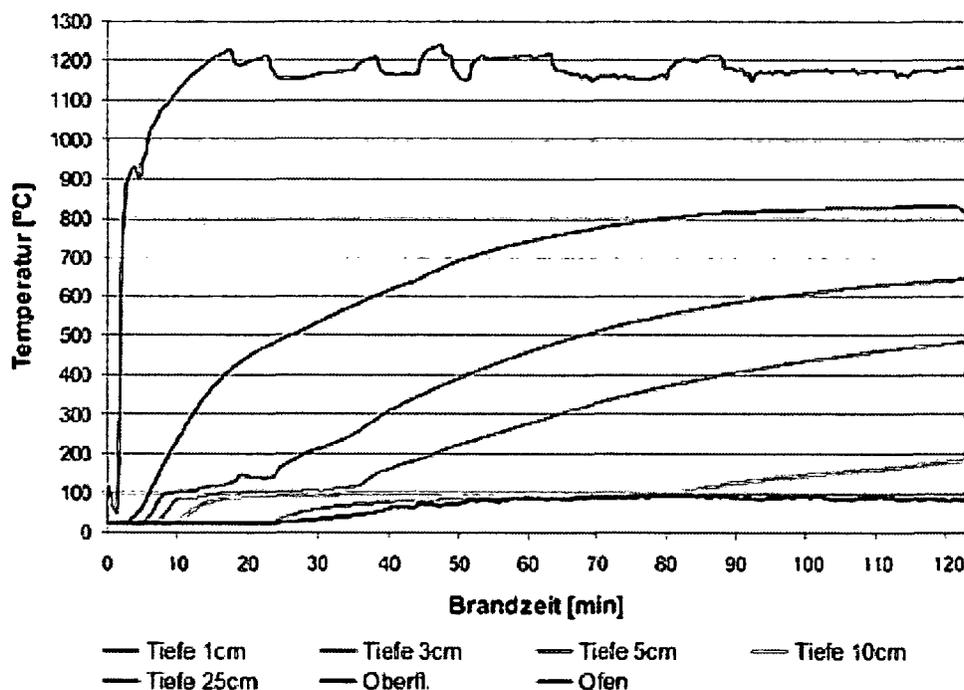


Abbildung 8-13: Temperaturverlauf während des Brandes in verschiedenen Tiefen.

### 8.4 Temperaturabhängige Festigkeiten

Die fertigen Probewürfel wurden aus dem Wasserbad genommen und in 11 Temperaturstufen von  $20^\circ\text{C}$  bis  $1000^\circ\text{C}$  untersucht. Je Temperaturstufe wurden von jeder Mischung jeweils 3 Probewürfel (insgesamt 9 Probewürfel je Temperaturstufe) im Ofen erhitzt. Jeder einzelne Probewürfel wurde vor und nach dem Erhitzen gewogen, um den entsprechenden Gewichtsverlust festzustellen. Die genauen

Abmessungen der Druckflächen wurden mittels Schublehre bestimmt. Die Proben waren 63 Tage alt und wurden bis zur Prüfung im Wasser gelagert. Der Temperaturverlauf bei der Erwärmung gliederte sich in zwei Bereiche:

**Aufheizphase:** lineare Steigerung der Temperatur im Prüfofen um 300 K/h (5 K/min) bis zum Erreichen des jeweiligen Temperaturniveaus.

**Haltephase:** die erreichte Maximaltemperatur wurde für einen Zeitraum von vier Stunden konstant gehalten.

Im Anschluss an die Haltephase wurde die Ofentüre geöffnet und die Ofentemperatur auf natürlichem Wege langsam abgekühlt. Danach wurden die Proben sofort geprüft.

#### 8.4.1 Absolute Druckfestigkeit

Abbildung 8-14 zeigt die Mittelwerte der Kaltdruckfestigkeiten der Proben für die einzelnen Mischungen in Abhängigkeit von der Temperatur. Im Gegensatz zu den Hochfesten Betonen kam es hier bei den Proben ohne PP-Fasern aufgrund des viel höheren Wassergehaltes während der Aufheizung mit 5K/min bei Temperaturen über 300 °C zu explosiven Zerstörungen der Proben. Die Kurve von Proben der Mischung M0 endet daher bei 300 °C.

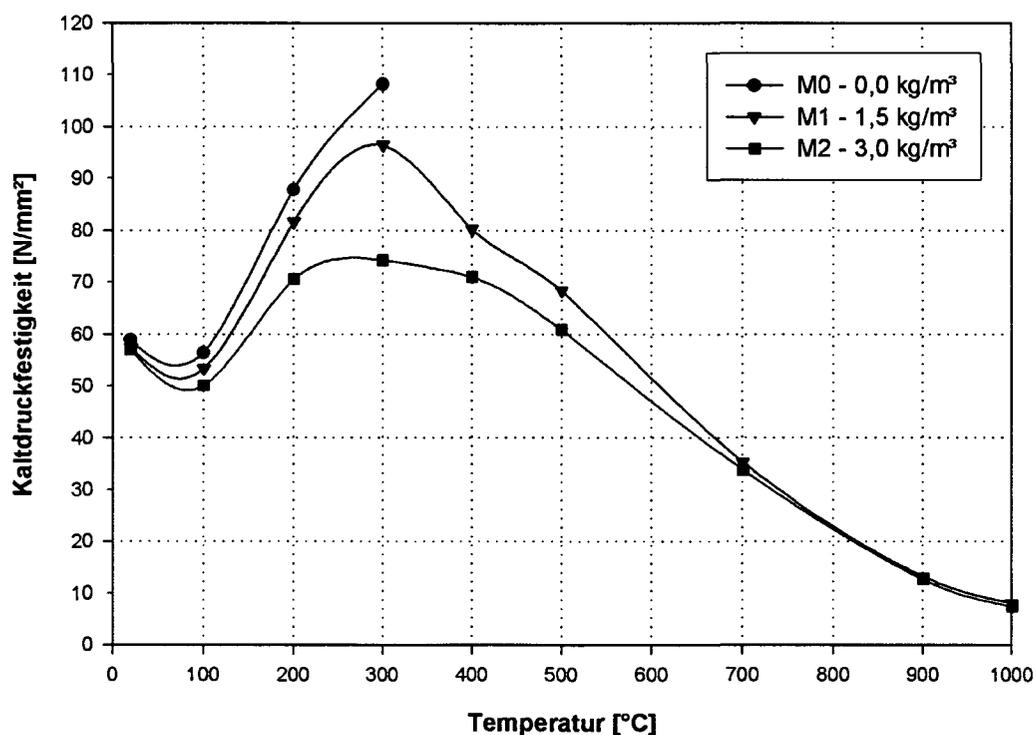


Abbildung 8-14: Absolutwerte der Kaltdruckfestigkeiten in Abhängigkeit von der Temperatur

Bei diesen Versuchen zeigte sich im Vergleich zum Hochfesten Beton, dass bei 20 °C die Festigkeiten nahezu unabhängig vom Fasergehalt sind, tendenziell aber nach unten gehen. Bei höheren Temperaturen fallen die Festigkeiten mit zunehmenden Fasergehalten. Bei 800 °C sind die Festigkeiten unabhängig vom Fasergehalt wieder ident.

### 8.4.2 Relative Druckfestigkeit

In Abbildung 8-15 sind die Mittelwerte der relativen Kaltdruckfestigkeiten je Mischung bezogen auf die Festigkeit bei 20 °C dargestellt. Es ist deutlich erkennbar, dass bei diesen Betonen bei moderater Aufheizung bis auf 300 °C, es zu einem enormen Anstieg der Festigkeit kommt. Aufgrund des hohen Wassergehaltes und eines relativ hohen Bindemittelgehaltes kommt es zu einer hydrothermalen Nacherhärtung, welche eine Festigkeitssteigerung bewirkt. Bis zu einer Temperatur von ca. 550 °C werden höhere Werte erreicht als bei 20 °C.

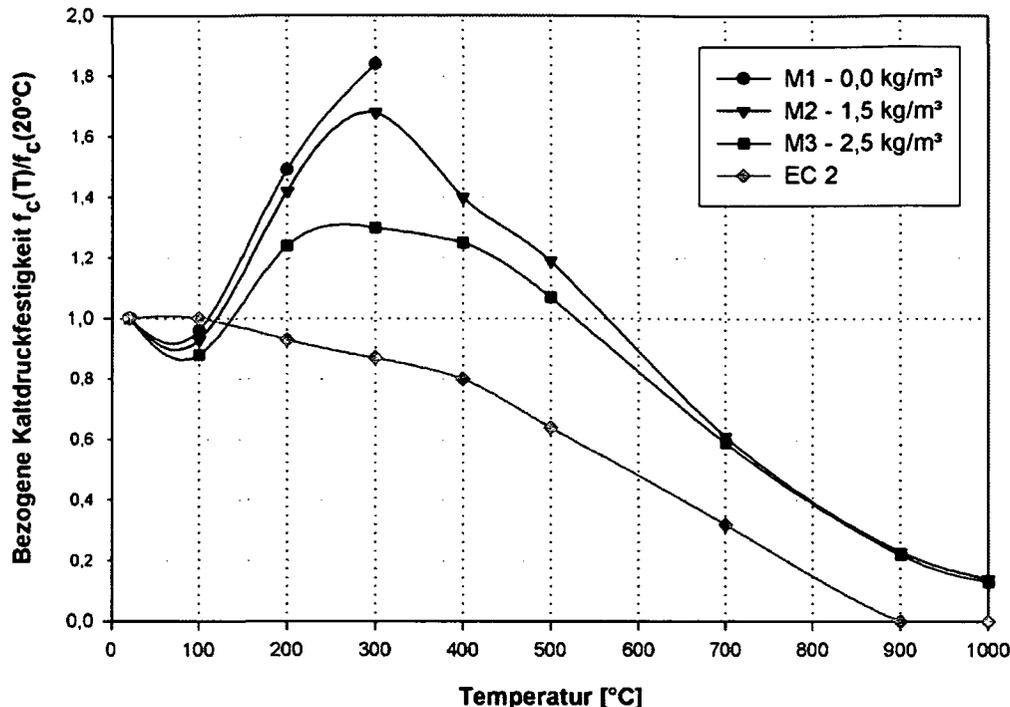


Abbildung 8-15: Mittelwerte der bezogenen Kaltdruckfestigkeiten in Abhängigkeit von der Temperatur

Die Festigkeiten liegen generell über den Werten, welche im EC 2 angegeben sind. Somit ergeben sich relativ hohe Reserven. Dies gilt allerdings nur für Betone mit PP-Fasern, weil die Proben ohne Fasern oberhalb von 300 °C explosionsartig zerplatzen.

### 8.4.3 Gewichtsverlust

Die Abbildung 8-16 zeigt den Wassergehalt der Prüfserien in Abhängigkeit von der Temperatur. Vergleicht man diesen mit dem Wassergehalt der Proben für HPC (siehe Abbildung 7-54) oder Innenschalenbeton (siehe Abbildung 9-45), so zeigt sich hier eindeutig der klare Unterschied. Gemessen wurden 15 % Wassergehalt im Vergleich zu 9 – 10 % bei den anderen Betonen.

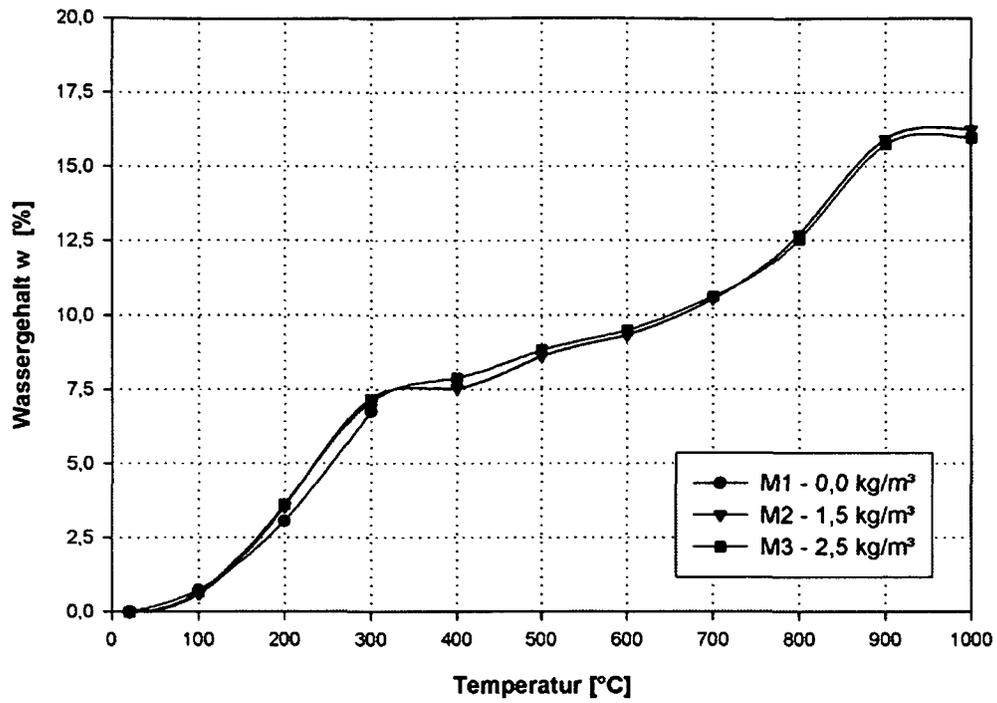


Abbildung 8-16: Wassergehalt der Prüfserien in Abhängigkeit von der Temperatur

## 9 SPEZIELLE UNTERSUCHUNGEN AN TUNNELINNENSCHALENBETONEN

### 9.1 Versuchsdurchführung

Zur Untersuchung der Wirksamkeit von PP-Fasern unter Tunnelbrandbelastung wurden mehrere Versuchsreihen durchgeführt. Die Ergebnisse der Untersuchungen wurden bereits in [70] und [71] veröffentlicht. Es wird daher hier nicht näher darauf eingegangen. Die gewonnenen Erkenntnisse haben in den weiteren Arbeiten Berücksichtigung gefunden.

In Tabelle 9-1 sind jene Mischungszusammensetzungen aufgelistet, aus denen neuere Erkenntnisse resultieren. Sie entstammen dem FFF- Projekt "Erhöht brandbeständiger Beton für Tunnelinnenschalen", welches gemeinsam mit dem VÖZFI durchgeführt wurde. Die Untersuchungen wurden am Institut für Baustofflehre, Bauphysik und Brandschutz durchgeführt [94], [95], [96]. Die Lagerungsart und die Dauer der Lagerung der Proben ist nach Tabelle 9-1 erfolgt. Die Druckfestigkeit wurde nach 28 Tagen bestimmt. Die Beflammung erfolgte nach der EBM-Kurve.

Tabelle 9-1: Mischungszusammensetzung – WDI- Betone gemäß der Richtlinie Innenschalenbeton der ÖVBB [93]

Bestandteile	Bezeichnung	M1 Einwaage [kg/m <sup>3</sup> ]	M2 Einwaage [kg/m <sup>3</sup> ]	M3 Einwaage [kg/m <sup>3</sup> ]	M4 Einwaage [kg/m <sup>3</sup> ]	N0 Einwaage [kg/m <sup>3</sup> ]	N2 Einwaage [kg/m <sup>3</sup> ]	N3 Einwaage [kg/m <sup>3</sup> ]	L1 Einwaage [kg/m <sup>3</sup> ]	L2 Einwaage [kg/m <sup>3</sup> ]	L3 Einwaage [kg/m <sup>3</sup> ]
Abmessung der Probe [cm]		60/50/30	60/50/30	60/50/30	60/50/30	60/50/30	60/50/30	60/50/30	60/50/30	60/50/30	60/50/30
Lagerung		28 Tage im Wasser				56 Tage im Wasser			56 Tage Luft		
Gesteins- körnung GK 32	Quarz Fa. Kies- Union	1778	1778	1777	1776	1780	1778	1776	1778	1778	1777
Wasser (W)		180									
Fließmittel	Ready Plast SP ME	Dosierung für F52									
Zement	CEM I 42,5R C <sub>3</sub> A-frei WT 38 Lafarge- Perfimoser	260									
Hüttensand	Werk Starnberg	70									
LP-Mittel	Ready Air 1	4 l/m <sup>3</sup>									
Polypropylen- faser M6-16 monofilament	L = 6mm D = 16µm Fa. Bekaert	1,5	2,0	2,5	3,0	0,0	2,0	3,0	1,5	2,0	2,5
Wasserbindemittelleim		510									
Rohdichte [kg/m <sup>3</sup> ]		2340	2320	2330	2320	2190	2330	2280	2260	2260	2300
Druckfestigkeit [N/m <sup>2</sup> ]		46	47	44	39	31	49	45	41	40	44
Wassergehalt bei 105 °C [%]		5,5	5,3	5,7	5,4	5,36	5,09	5,28	2,77	3,12	2,77

Die Proben haben prinzipiell die gleiche Mischungszusammensetzung, sie unterscheiden sich lediglich im PP- Fasergehalt. Eine weitere Differenzierung stellt die unterschiedliche Nachbehandlung (Art, Dauer) bzw. Lagerung der Probekörper dar. Sie soll einerseits Auskunft über den Einfluss des Hydratationsgrades geben (28 Tage und 56 Tage im Wasser), andererseits soll der Einfluss des Wassergehalts auf das Abplatz- und Temperaturverhalten ermittelt werden.

Aus Tabelle 9-1 ist ersichtlich, dass der Wassergehalt bei Luftlagerung i. M. bei 2,9 % und bei Wasserlagerung i. M. bei 5,4 % liegt. Der Unterschied ergibt sich also mit 2,5 %, was beinahe einer Halbierung bzw. Verdopplung nahe kommt.

Im Zuge des Forschungsprojektes wurden an bestehenden Tunneln die Feuchtigkeiten gemessen (siehe Abbildung 4-5). Die Auswertung ergab, dass der Wassergehalt an den oberflächennahen Schichten den luftgelagerten Proben gleicht. In der Richtlinie Faserbeton, welche die Grundlage für die Prüfung darstellt, ist aber eine Wasserlagerung bis zur Brandprüfung vorgeschrieben.

Grund dieser Vorschrift liegt darin begründet, dass bei Verwendung von Probekörpern mit den Abmessungen 60/50/30 cm (Kleinprobekörper) bei einer 95 % Beflammung der Oberfläche sich keine Kondensationszonen am Probenrand ausbilden können. Dies bewirkt während des Aufheizens einen stark erhöhtem Wasseraustritt an den Flanken (siehe Abbildung 9-1) und somit eine schnellere Trocknung. Die Wasserlagerung sollte daher auch den erhöhten Wasseraustritt an den Seitenflächen gewissermaßen kompensieren. Diese Maßnahme ergibt somit Prüfergebnisse, die zur "sicheren Seite" hin tendieren.



Abbildung 9-1: Wasseraustritt an den Seitenfläche

## 9.2 Abplatzverhalten

Die unterschiedliche Dauer der Nachbehandlung hat gezeigt, dass es praktisch zu keiner Steigerung der Druckfestigkeit kommt, wenn die Proben 56 Tage anstatt 28 Tage lagern. Jedoch kann nach vorliegenden Erfahrungen davon ausgegangen werden, dass der Hydratationsgrad nach 56 Tagen eine geringere Permeabilität ergibt als nach 28 Tagen.

Das zeigte auch der Vergleich der Proben M2 (siehe Abbildung 9-2) mit N2 (siehe Abbildung 9-10), dass bei M2 (nach 28 Tagen) es zu keinen Abplatzungen gekommen ist, bei N2 (nach 56 Tagen) jedoch schon. Dies war aber nur eine partielle Abplatzung mit ca. 200 cm<sup>2</sup>. Voraussetzung für die vorige Annahme ist eine gleichmäßige Faserverteilung im Beton.



Abbildung 9-2: Glühende Oberflächen der Proben M1, M2 und M3 (v. vorne) kurz nach dem Abschalten der Brenner

Abbildung 9-2 zeigt die nach dem Versuch noch glühenden Oberflächen der Proben M1 bis M3. In den folgenden Abbildung 9-3 bis Abbildung 9-23 werden die Ergebnisse bildlich dokumentiert, um einen Eindruck vom Schädigungsgrad der geprüften Probekörper zu bekommen.



Abbildung 9-3: M1- 24 Stunden danach (kalt)



Abbildung 9-4: M2- 24 Stunden danach (kalt)

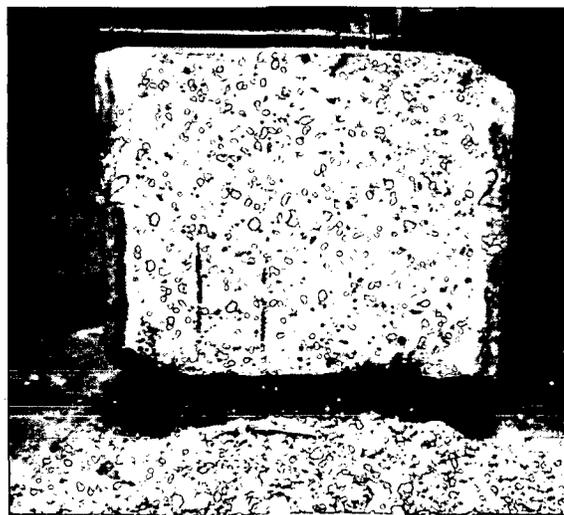


Abbildung 9-5: M2- nach dem Abschlagen des dehydrierten Betons



Abbildung 9-6: M3- 24 Stunden danach (kalt)

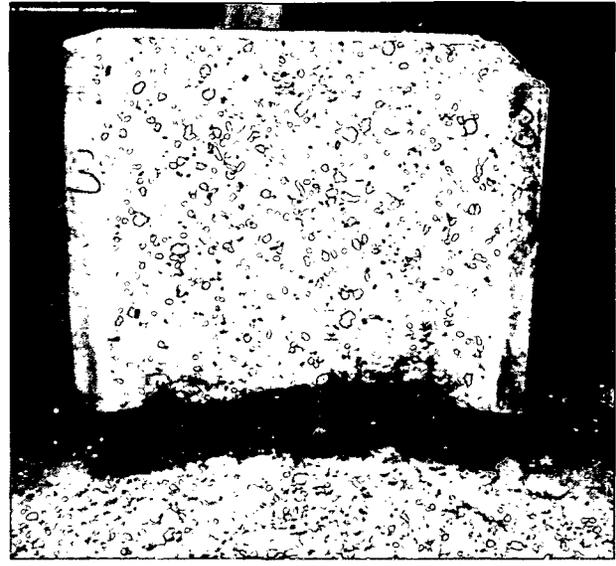


Abbildung 9-7: M3- nach dem Abschlagen des dehydrierten Betons

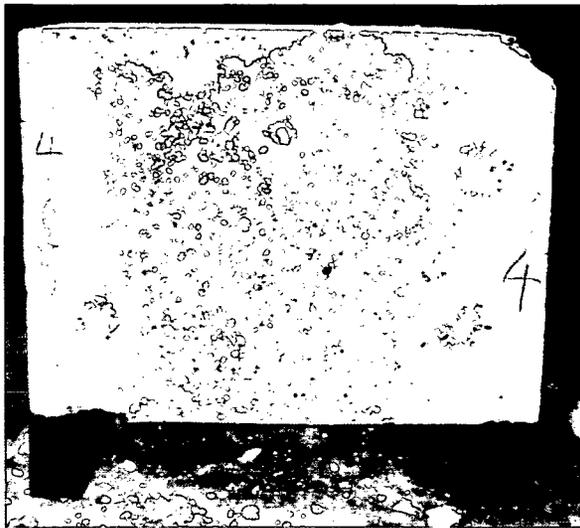


Abbildung 9-8: M4- 24 Stunden danach (kalt)

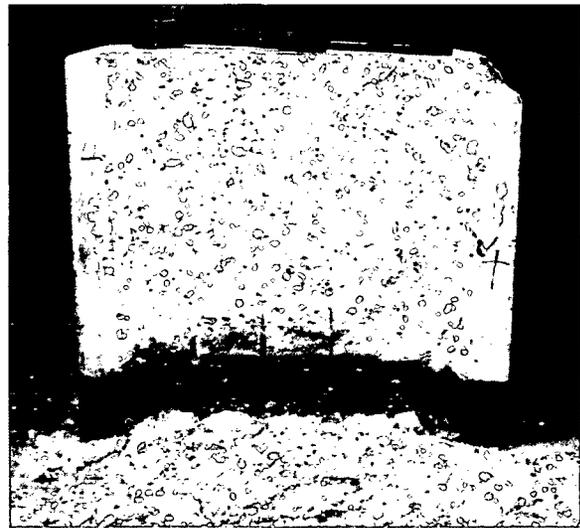


Abbildung 9-9: M4- nach dem Abschlagen des dehydrierten Betons



Abbildung 9-10: N0, N2 und N3 5 Minuten nach dem Abschalten der Brenner



Abbildung 9-11: N3, N2 und N0 (v. vorne) 3 Stunden nach dem Abschalten der Brenner

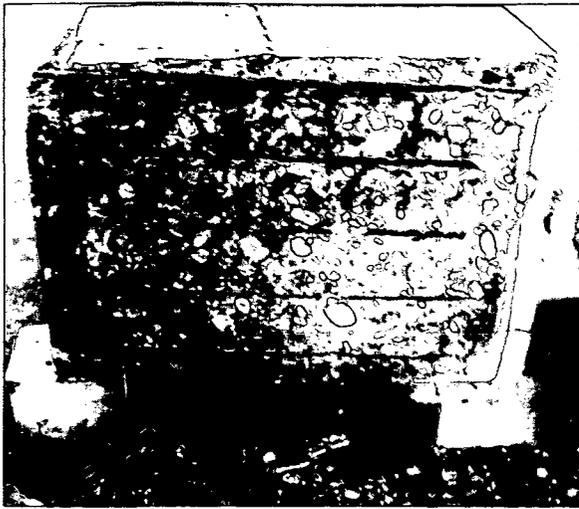


Abbildung 9-12: N0- nach dem Abschlagen des dehydrierten Betons

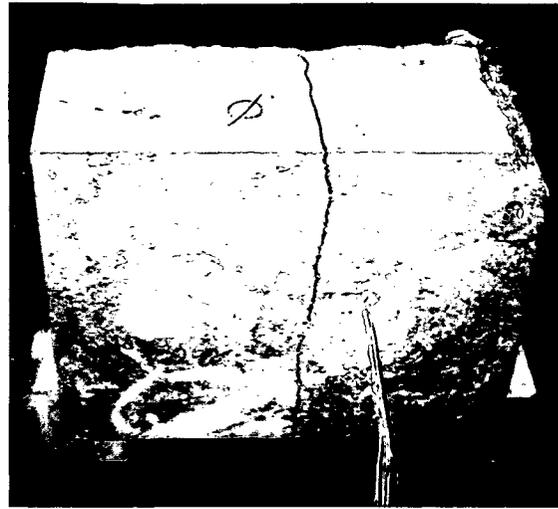


Abbildung 9-13: N0- Riss durch den gesamten Probekörper

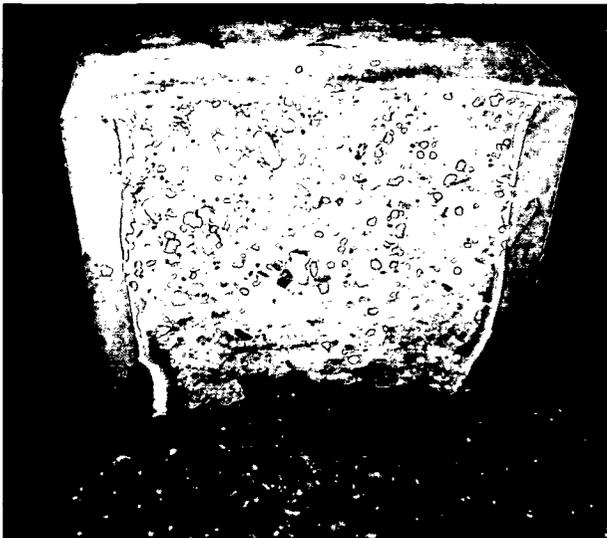


Abbildung 9-14: N2- nach dem Abschlagen des dehydrierten Betons

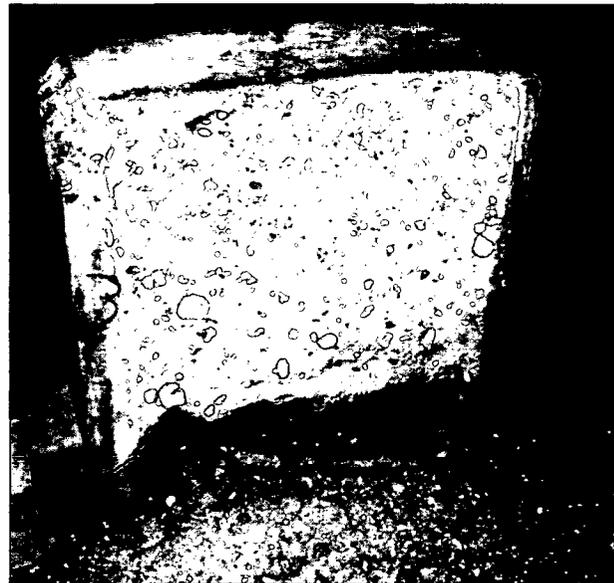


Abbildung 9-15: N3- nach dem Abschlagen des dehydrierten Betons



Abbildung 9-16: L2, L3 und L1 gleich nach dem Abschalten der Brenner

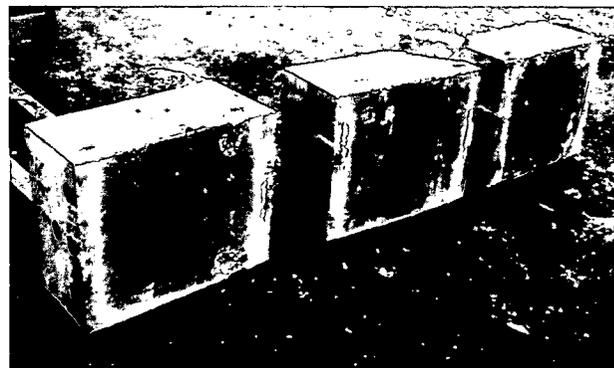


Abbildung 9-17: L1, L2 und 3 (v.l.n.r.) 15 Minuten nach dem Abschalten der Brenner

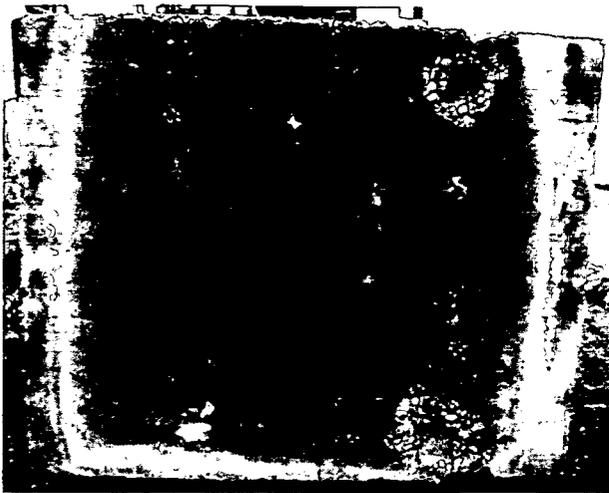


Abbildung 9-18: L1- 24 Stunden danach (kalt)

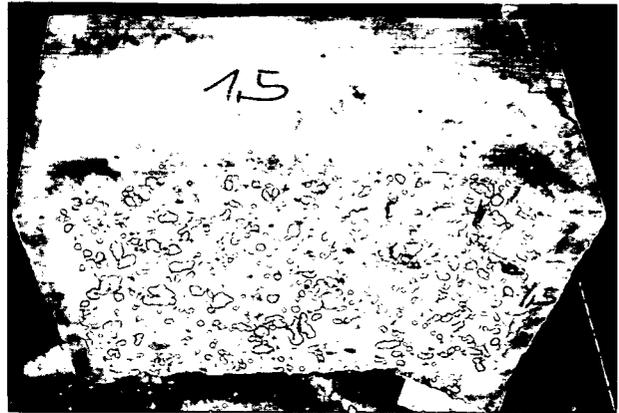


Abbildung 9-19: L1- nach dem Abschlagen des dehydrierten Betons



Abbildung 9-20: L2- 24 Stunden danach (kalt)



Abbildung 9-21: L2- nach dem Abschlagen des dehydrierten Betons

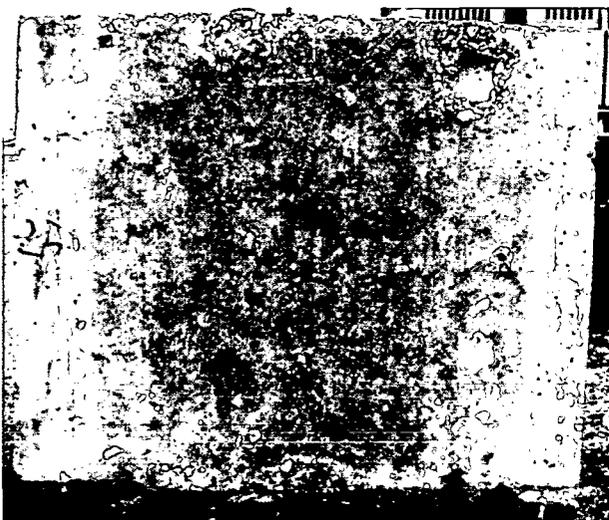


Abbildung 9-22: L3- 24 Stunden danach (kalt)

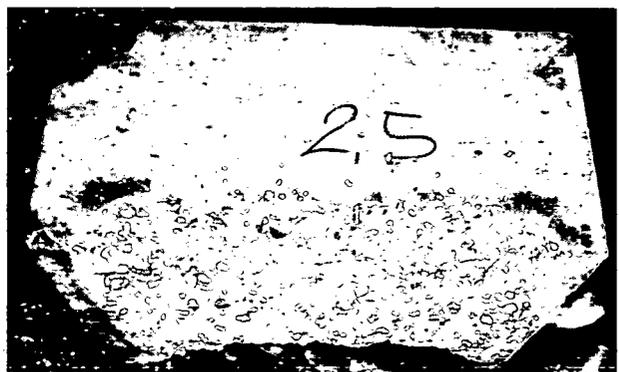


Abbildung 9-23: L3- nach dem Abschlagen des dehydrierten Betons

In Tabelle 9-2 sind die Ergebnisse aus den Brandversuchen zusammengefasst.

Tabelle 9-2: Auswertung der Brandversuche

Probekörper	Abplatzungen	Max. Abplatztiefe [cm]	mittlere Abplatztiefe [cm]	Mittlere Dehydrierte Schicht [cm]
M1	nein	0	0	2,3
M2	nein	0	0	2,1
M3	nein	0	0	1,9
M4	nein	0	0	1,9
N0	ganzflächig	1,5	0,4	3,4
N2	ca. 200 cm <sup>2</sup>	1,2	0,1	2,0
N3	nein	0	0	1,9
L1	nein	0	0	2,1
L2	nein	0	0	2,2
L3	nein	0	0	2,1

### 9.3 Temperaturkurven

Wie schon in Kapitel 7 angegeben ist es wichtig zu wissen, welche Temperaturen im Bauteil bei unterschiedlicher Branddauer vorhanden sind. Auf der Abbildung 9-26 sind die Temperaturverläufe der wassergelagerten Proben dargestellt; auf der Abbildung 9-27 jene der luftgelagerten Proben. Bis zu Tiefen von 2- 3 cm ergaben sich höhere Werte für die wassergelagerten Proben. Auch bei größeren Tiefen hatten die luftgelagerten Proben am Anfang des Brandes (30 min Kurve) eine geringere Erwärmung. Nach 180 min war lediglich nur mehr ein geringer Einfluss bis zu einer Tiefe von 10 cm gegeben. Die Temperaturen der luftgelagerten Proben lagen hier ca. 20 –30 °C unter jenen der wassergelagerten, bei größeren Tiefen waren keine Unterschiede erkennbar.

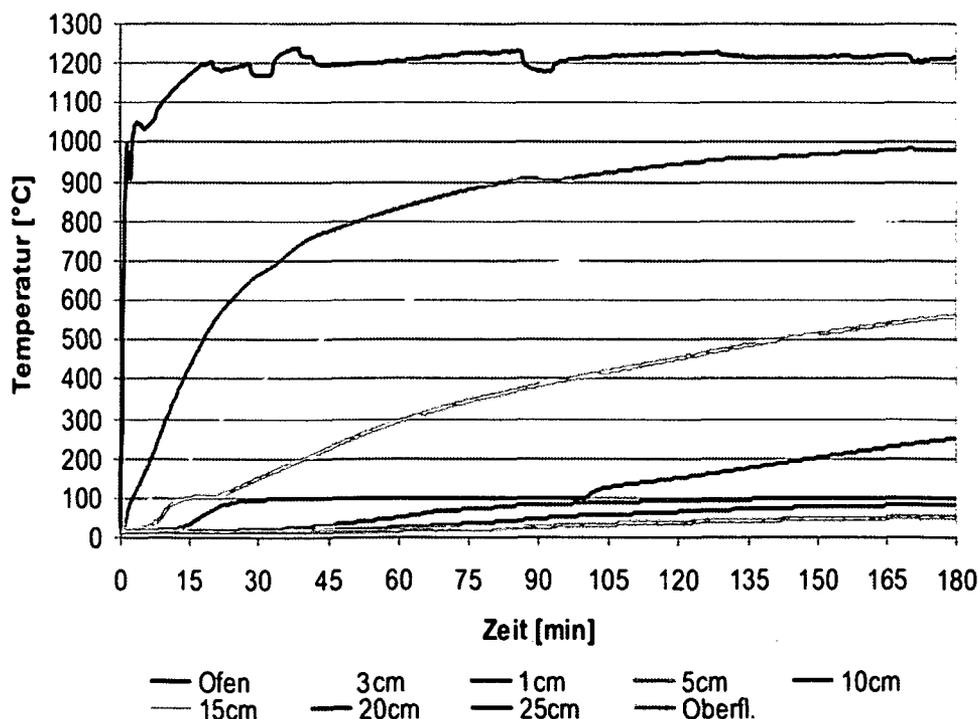


Abbildung 9-24: Temperaturverläufe bei wassergelagerter Probe in verschiedenen Tiefen während des Aufheizens

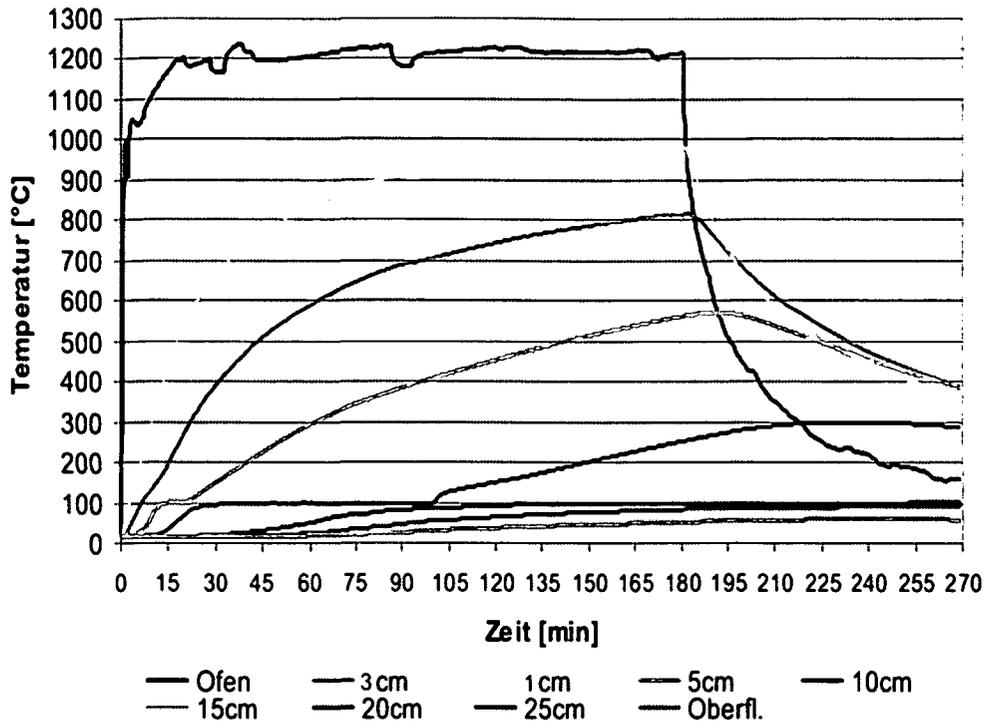


Abbildung 9-25: Temperaturverläufe in verschiedenen Tiefen bis 90 min nach dem Abschalten der Brenner

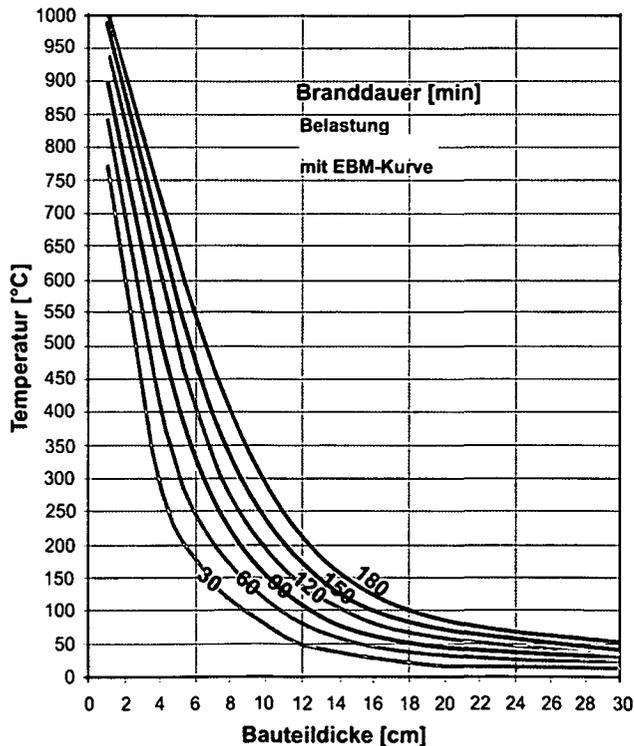


Abbildung 9-26: Temperaturkurven bei wassergelagerten Proben

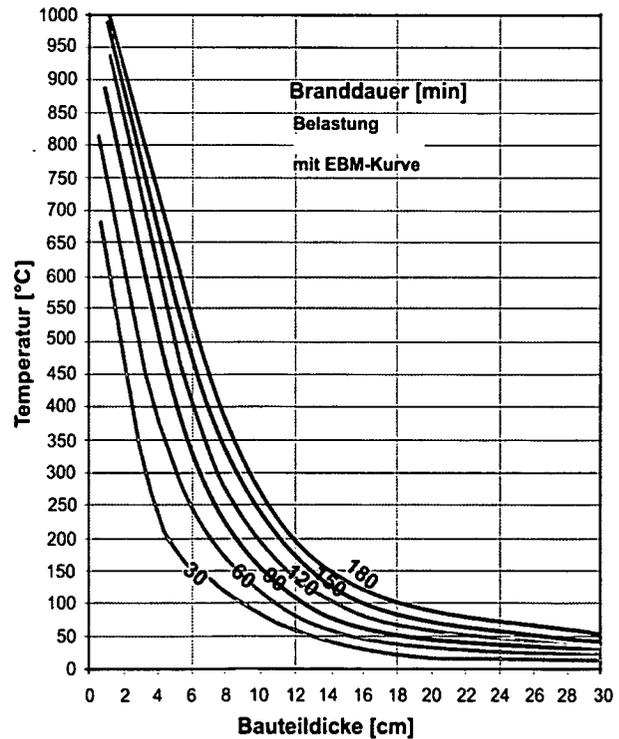


Abbildung 9-27: Temperaturkurven bei luftgelagerten Proben

Somit wurde gezeigt, dass durch einen höheren Wassergehalt die Wärmeleitfähigkeit des Betons erhöht wird. Der Effekt der Verdampfungswärme ist zwar klar und deutlich gegeben (siehe Abbildung 9-24 und Abbildung 9-25, Plateau bei 100 °C der Kurve in 10cm), jedoch ist dieser nicht so groß und macht sich erst in größeren Tiefen bemerkbar (siehe Abbildung 9-28). In Tiefen < ca. 7 cm wird das Wasser bei

diesen Brandeinwirkungen rasch in Form von Wasserdampf zur heißen Oberfläche, teilweise auch in Richtung des kalten Betonquerschnittes transportiert.

Der Vergleich von Abbildung 9-24 mit der Abbildung 9-25 zeigt deutlich, dass es nach dem Abschalten der Brenner in Tiefen  $\geq 7$  cm (Bereich der Bewehrung) zu relevanten Temperaturanstiegen infolge des Temperaturnachlaufes kommt.

In 10 cm Tiefe werden danach Temperaturmaxima zwischen ca. 310 - 320 °C zu erwarten sein. Das ergibt eine zusätzliche Temperatur von i. M. 50 °C in 10 cm Tiefe nach 180 min Beflammung.

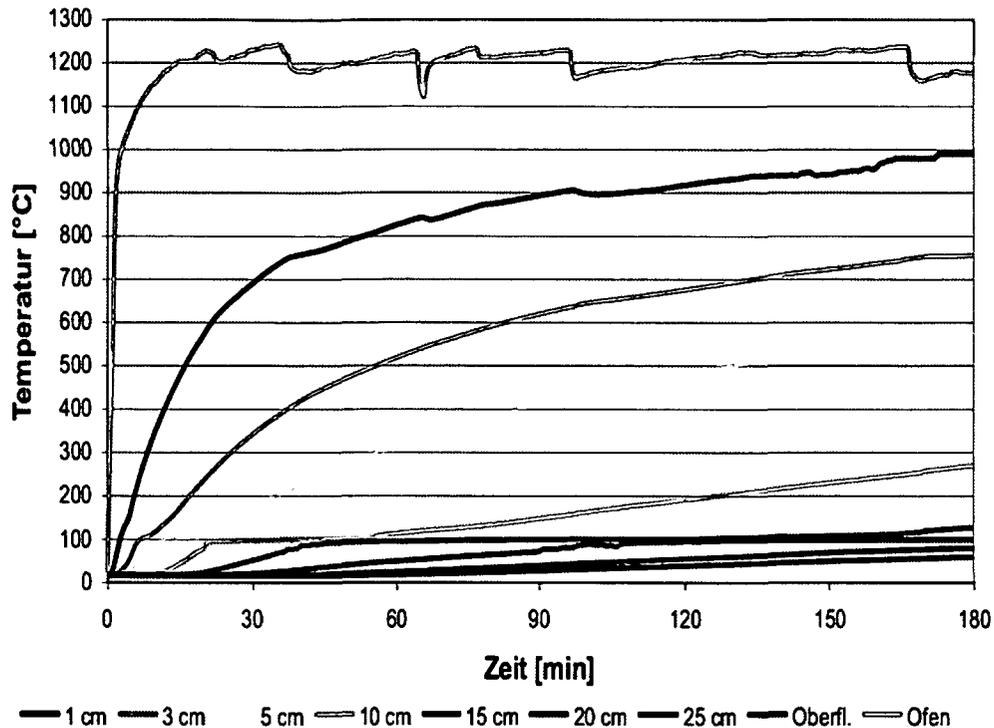


Abbildung 9-28: Temperaturverläufe bei luftgelagerter Probe in verschiedenen Tiefen während des Aufheizens

#### Erkenntnisse:

- Aus den Versuchen hat sich ergeben, dass zur Prävention von Abplatzungen bei Laborversuchen bei Wasserlagerung mindestens  $1,5 \text{ kg/m}^3$  der verwendeten Fasern nötig sind. Bei Luftlagerung reichen möglicherweise  $1,0 \text{ kg/m}^3$  aus.
- Werden keine PP-Fasern zugegeben, so führt dies nicht nur zu Abplatzungen, sondern gegebenenfalls bei hohem Wassergehalten auch zum Kollabieren der Betonproben (siehe Abbildung 9-3).
- Die Wassereindringtiefe wird durch die Zugabe von PP-Fasern zwar beeinflusst, jedoch nicht in einem Ausmass (bei 2 kg Zugabe ca. 0,6 cm), welche eine Relevanz auf den praktischen Einsatz ergeben würde.
- Durch die Zugabe von PP-Fasern wird die Verarbeitung mitunter empfindlich beeinflusst. Dies muss beim Mischen berücksichtigt werden (evtl. erhöhter Wassergehalt notwendig). Die Fasern selbst zeigten nach einem Versuch im Enslin-Gerät keine Hygroskopizität, jedoch ist es so, dass diese Fasern, aufgrund der enormen Anzahl (siehe Abbildung 5-7), sozusagen in kleinen Bündeln (bzw. generell eng aneinander) im Beton vorliegen, in denen aber sehr wohl Wasser retensiert werden kann bzw. wird. Im Ausbreitversuch zeigt sich dies, indem beim Ziehen der Kegelstumpfform ein eigentlich kompakter

Beton vorliegt. Beim Versuch selbst zeigt sich, dass durch das Aufbringen von Energie (15 Stöße) bei diesem kompakten Beton sehr rasch und auch relativ leicht das Fließen einsetzt. Der Grund ist der, dass durch die Rüttelenergie das Wasser an den Faseroberflächen rasch freigesetzt wird und damit eine Art Schmierung entsteht. (Anmerkung: Genau aus diesem Grund wirken auch PP-Fasern dem Fröhschwinden entgegen; anfängliche Wasserretension, welche im Zuge des Erhärtens wieder abgegeben wird)

- PP-Fasern beeinflussen infolge ihrer großen Benetzungsoberflächen auch das Rütteln (thixotrope Flüssigkeit). Die Rüttelenergie müsste eventuell erhöht werden, dafür sollte man aber die Rüttelzeit verkürzen. Begründet ist dies damit, dass durch einen schockartigen Energieeintrag der Beton zu fließen beginnt, aber nicht das komplette Wasser durch nachfolgendes Bluten freisetzt. Dieser Effekt muss aber noch weiter untersucht werden.
- Aus verarbeitungstechnischen Gründen wäre es demnach sinnvoll, den Fasergehalt so gering wie möglich bzw. so hoch wie gerade nötig zu halten.

#### 9.4 Brandversuche mit ETK- Kurve

Um das Abplatzverhalten von Tunnelbetonen bei Verwendung von Hochtemperaturkurven mit der Einheitstemperaturkurve zu vergleichen, wurden 2 Probekörper der Serie N0 und N2 nach Tabelle 9-1 zwei Stunden mit der ETK befeuert. In den folgenden Abbildungen sind die Ergebnisse bildlich dargestellt. Es ist zu erkennen, dass sowohl bei Probe N0 (siehe Abbildung 9-29) als auch bei N2 (siehe Abbildung 9-31) zu keinen Abplatzungen kam. Die thermische Schädigung ist bei beiden Proben deutlich niedriger als bei den Vergleichsproben, die nach der EBM-Kurve geprüft wurden (siehe Abbildung 9-13 und Abbildung 9-14).



Abbildung 9-29: N0- 24 Stunden nach dem Abschalten der Brenner (ETK)

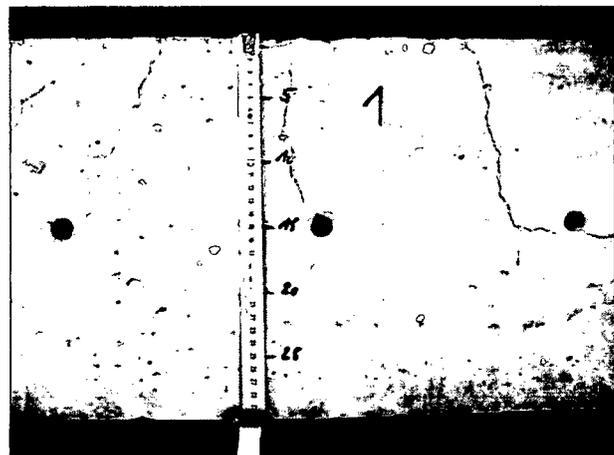


Abbildung 9-30: N0- Stirnfläche leicht verfärbt und thermisch leicht geschädigt (ETK)



Abbildung 9-31: N2- 24 Stunden nach dem Abschalten der Brenner (ETK)

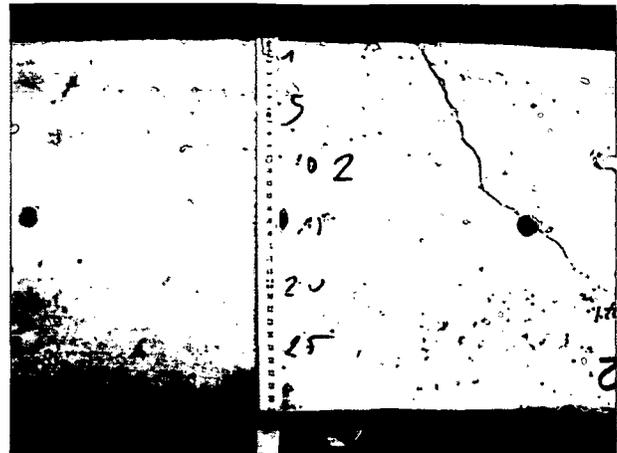


Abbildung 9-32: N2- Stirnfläche leicht verfärbt und thermisch leicht geschädigt (ETK)

Aus dem Vergleich der Schädigung an den Stirnflächen von N0 (Abbildung 9-30) mit N2 (Abbildung 9-32) ist zu erkennen, dass die Zugabe von PP- Fasern das Risswachstum (thermische Strukturschädigung) reduziert.

#### Schlussfolgerung

- Reicht als Brandeinwirkung die ETK- Kurve aus, so ist die Zugabe von PP- Fasern bei diesen Betonen bei einem Feuchtegehalt von  $< 5\%$  nicht unbedingt erforderlich, da sich aus den Versuchen zeigte, dass auch ohne Zumischung von PP- Fasern kein Abplatzen auftritt.
- Präventiv sollte man aber zumindest eine Faserdosierung von  $0,45 \text{ kg/m}^3$  (halbe Verpackungseinheit) PP-Fasern mit geringer Dicke und Länge vorsehen. Diese Menge hat geringen Einfluss auf die Konsistenz des Betons und ist wirtschaftlich durchaus vertretbar.

## 9.5 Temperaturabhängige Festigkeiten

Ziel dieser Untersuchung war es, den Verlauf der Festigkeiten von Tunnel-Innenschalenbetonen nach vorgegebenen Temperaturbeanspruchungen zu prüfen. Es wurden hierfür insgesamt 84 Würfel  $15/15/15 \text{ cm}$  hergestellt. Dabei wurde zwischen der Warmdruckfestigkeit (bei der gegebenen Maximaltemperatur) und der Kaltdruckfestigkeit (nach dem Abkühlen bei Raumtemperatur auf  $20 \text{ }^\circ\text{C}$ ) unterschieden. Die Warmdruckfestigkeit ist der bestimmende Spannungszustand gleich nach einem Brand im Tunnel und entscheidend für Überlegungen beim Einsatz von Rettungsmaßnahmen. Die Kaltdruckfestigkeit gibt Auskunft über die Schädigung des Betons nach einer Feuerbeanspruchung und ist maßgebend für die Wiederinbetriebnahme bzw. für eventuell notwendige Entscheidungen zur Durchführung von Sanierungsmaßnahmen.

#### Herstellung und Lagerung

Für die Temperaturversuche wurden 3 Mischungen N0, N2 und N3 nach Tabelle 9-1 hergestellt. Die Betonproben wurden im Wasser bis zum Tag der Prüfung (56 Tage) im Nachbehandlungsraum des Instituts gelagert. Die Prüfmethode war gleich wie bei den Prüfungen der Betone nach Abschnitt 8.4.

### 9.5.1 Warmdruckfestigkeiten

In Abbildung 9-33 sind die Ergebnisse der Absolutwerte der Mischungen N0, N2 und N3 vergleichend dargestellt. Die niedrige Aufheizgeschwindigkeit führt zu keinen Abplatzungen bzw. Zerstörungen bei N0. Bei 20 °C zeigt sich, dass die Zumischung der Fasern eine Festigkeitssteigerung bewirkt. PP-Fasern haben eine Zugfestigkeit von mind. 400 N/mm<sup>2</sup>, die der frühzeitigen Rissentwicklung bei der Belastung entgegen wirken. Signifikant war hier auch, dass bei den Mischungen N2 und N3 die Druckfestigkeiten in allen Temperaturbereichen oberhalb von jener der Nullmischung N0 (ohne Fasern) zu liegen kamen. Der Unterschied in der Druckfestigkeit zwischen N2 und N3 ist marginal bei 20 °C. Bei höheren Temperaturen ist keine Verbesserung erkenntlich.

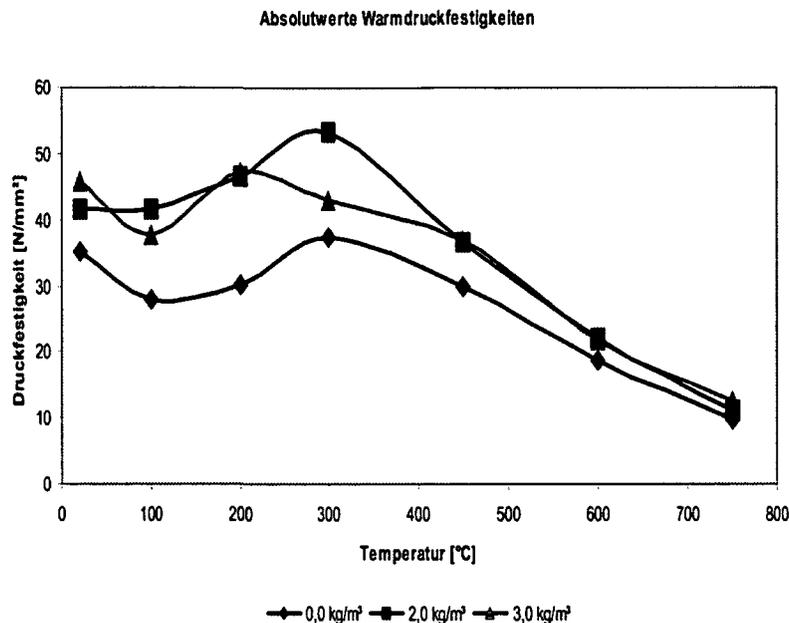


Abbildung 9-33: Warmdruckfestigkeiten bei den Mischungen N0, N2 und N3

Auffallend im Diagramm ist, dass bei N2 kein Festigkeitsabfall bei 100 °C zu beobachten ist. Bei den Proben N0 und N3 ergab sich ein bis zu 20 %iger Abfall der Festigkeit gegenüber dem Referenzwert von 20 °C. Danach ist wieder ein Anstieg zu bis zur Ausgangsfestigkeit verzeichnen bzw. bei N2 sogar darüber.

Vergleicht man die Ergebnisse mit jenen von HPC (siehe Abbildung 7-40) und UHPC (siehe Abbildung 6-27) so ist auffallend, dass bei diesem Beton durch die Zugabe von max. 2 kg/m<sup>3</sup> PP-Fasern die temperaturabhängigen Festigkeiten höher werden und bei höherfesten Betonen werden sie generell niedriger. PP-Fasern verursachen beim HPC Fehlstellen (sozusagen Risse) in der optimierten Matrix, die die Festigkeiten reduzieren. Bei Festigkeiten im Bereich der Normalbetone wirken geringe Mengen an Fasern bei Normaltemperatur demgegenüber als Rissbremsen. Die größten Festigkeiten ergeben sich bei einer Faserzugabe von 2 kg/m<sup>3</sup>. Der Festigkeitsverlauf selbst ist aber prinzipiell ident mit dem von HPC. Es wird daher hier auf Kapitel 7.4 verwiesen, hier wird nur noch auf Besonderheiten eingegangen.

#### Temperaturbereich um 100 °C:

Im Temperaturbereich von 100 °C kommt es zu einem typischen Abfall der Festigkeiten. Die Ursachen sind gleich wie bei UHPC, HPC und SCC und werden daher hier nicht nochmals aufgezählt, sondern nur darauf verwiesen (siehe z.B. Kapitel 7.5).

Temperaturbereich  $\leq 300$  °C:

Die Nullmischung N0 (ohne Fasern) erreicht bei dieser Temperatur wieder die Anfangsfestigkeit bei 20 °C.

Die Mischung N2 hat bei 300 °C eine um 20 % höhere Festigkeit als bei 20 °C. Dies kommt daher, weil die Fasern ein Permeationssystem schaffen, so dass sich keine hohen Dampfdrücke aufbauen können. Dies funktioniert allerdings auch nur dann, wenn die Zugfestigkeit des Betons nicht überschritten wird. Ein weiterer Punkt ist gegeben durch eine Phasenumwandlung im Zement bei ca. 230 °C (Bildung von Xonolith), welche ebenfalls eine Festigkeitszunahme bedingt.

Bei Mischung N3 wurde aufgrund der Einmischung von 3 kg/m<sup>3</sup> PP-Fasern die Zugfestigkeit zu stark reduziert (> 10 %). Eine gute Balance zwischen der Verminderung hoher Dampfdrücke und einer Abnahme der Zugfestigkeit ergibt sich also bei ca. 1,5- 2 kg/m<sup>3</sup> Faserzugabe.

Temperaturbereich  $\geq 300$  °C:

Auf der Abbildung 9-34 sind die bezogenen Warmdruckfestigkeiten bei den Mischungen N0, N2 und N3 neben den Werten für Normalbeton nach dem Eurocode dargestellt.

Es zeigt sich, dass die geprüften Betone generell über den Werten aus dem Eurocode zu liegen kommen. Die Mischung N2 zeigt hierbei die besten Werte.

Für die Praxis bedeutet dies, dass bei Verwendung des Eurocode 2 Teil 1-2 (ENV 1992-1-2) zur Ermittlung des statischen Tragfähigkeitsnachweises im "warmen Zustand" die Rechenergebnisse bei Verwendung dieser Betone auf der sicheren Seite zu liegen kommen.

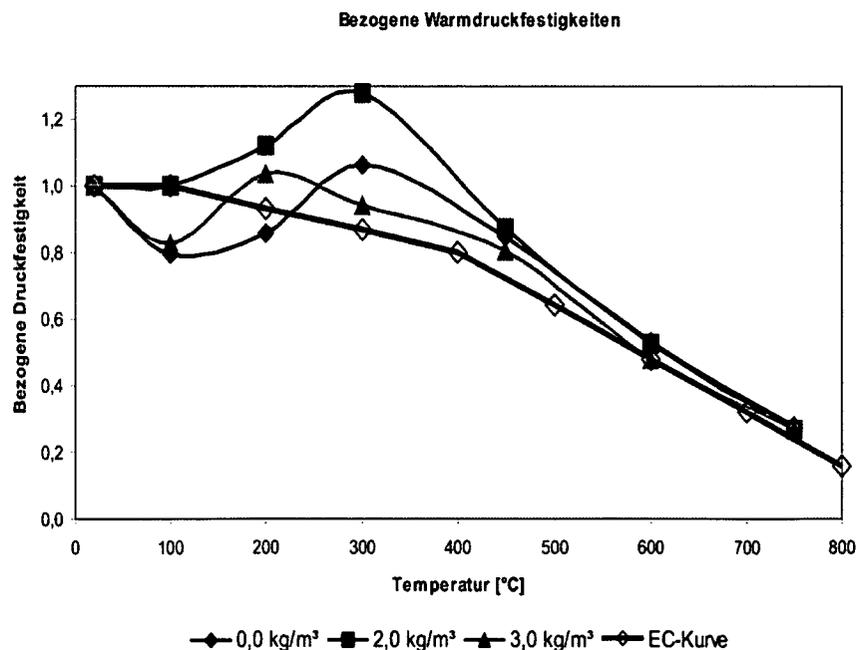


Abbildung 9-34: Bezogene Warmdruckfestigkeiten bei den Mischungen N0, N2 und N3 im Vergleich zu den Werten aus dem Eurocode

### 9.5.2 Kaltdruckfestigkeiten

Auf der Abbildung 9-35 sind die Ergebnisse der Absolutwerte der Mischungen N0, N2 und N3 vergleichend dargestellt. Auch hier erreichen die Faserbetone höhere Werte als der faserlose Beton. Ansonsten gilt hier das gleiche wie, schon oben für die Warmdruckfestigkeit unter Punkt 9.5.1 angeführt ist.

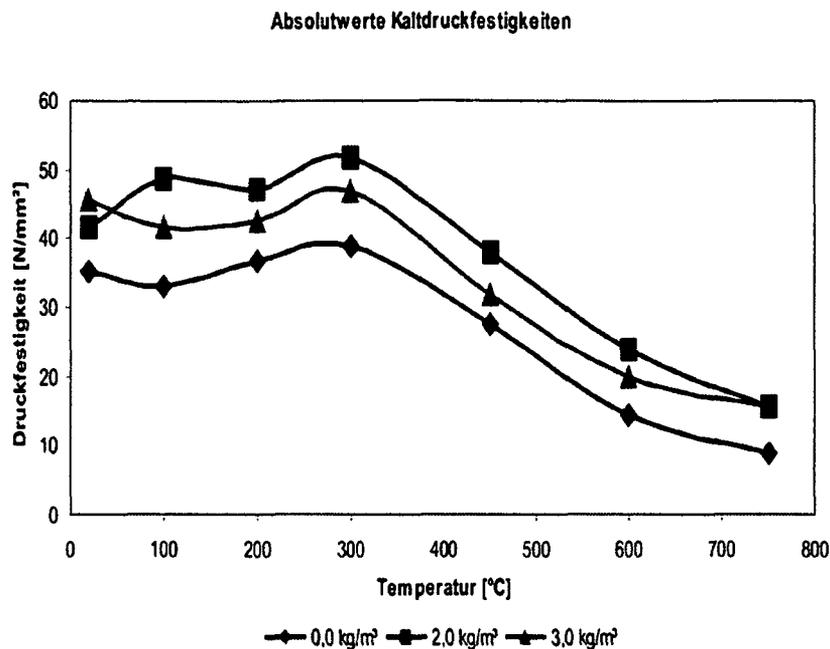


Abbildung 9-35: Kaltdruckfestigkeiten bei den Mischungen N0, N2 und N3

In Abbildung 9-36 sind die bezogenen Kaltdruckfestigkeiten bei den Mischungen N0, N2 und N3 vergleichend zu den Werten aus dem Eurocode 2 Teil 1-2 (ENV 1992-1-2) dargestellt.

Auffallend hierbei ist, dass N3 nur bis ca. 400 °C die vorgegebenen Werte aus dem Eurocode erfüllen. Im Vergleich zu N0 liefert die Mischung N3 die schlechtesten Werte.

Die Mischung N2 zeigt hierbei die besten Werte. Die Reduktionsfaktoren der Druckfestigkeit (bezogene charakteristische Druckfestigkeit) weisen über den gesamten Prüftemperaturbereich höhere Werte auf als der Eurocode 2 Teil 1-2 (ENV 1992-1-2) für Normalbeton angibt.

Theoretisch bedeutet dies, dass bei Verwendung des Eurocodes zur Ermittlung des statischen Tragfähigkeit im "kalten Zustand" nur die Rechenergebnisse für den Beton N2 auf der sicheren Seite zu liegen kommen. Die Abweichungen von der Eurocode-Kurve sind allerdings vergleichsweise klein, so dass die praktischen Auswirkungen im Rechenergebnis bei einem solchen Nachweises in der Regel vernachlässigbar sein dürften.

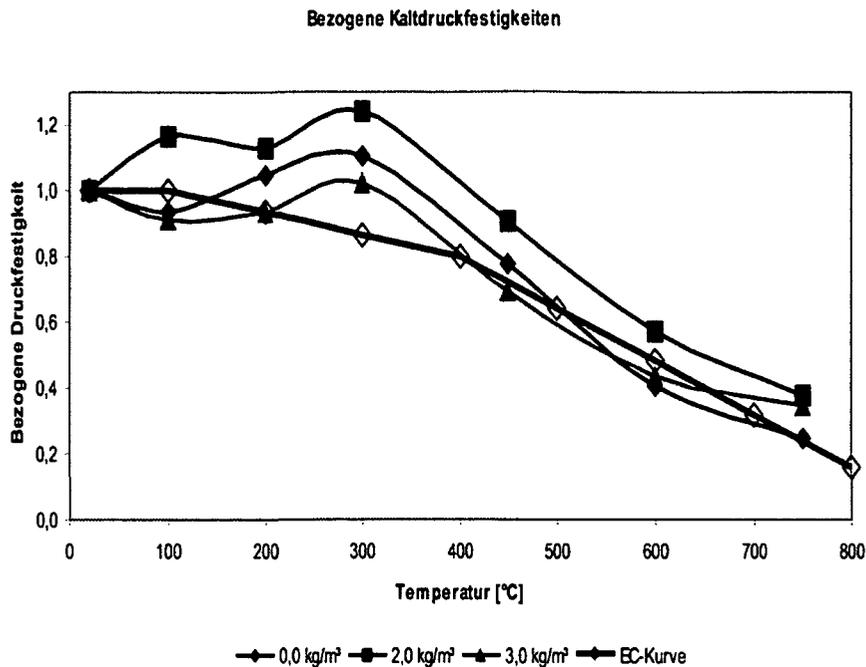


Abbildung 9-36: Bezogene Kaltdruckfestigkeiten bei den Mischungen N0, N2 und N3 im Vergleich zu den Werten aus dem Eurocode

### 9.5.3 Gegenüberstellung der Warm – und Kaltdruckfestigkeiten

In den Abbildung 9-37, Abbildung 9-38 und Abbildung 9-39 folgt eine Gegenüberstellung von Warm- und Kaltdruckfestigkeiten bei den einzelnen Mischungen.

Bei diesem Beton ist es so, dass anfänglich, d.h. bis zu Temperaturen von ca. 350 °C die Kaltdruckfestigkeit über der Warmdruckfestigkeit zu liegen kommt, danach erfolgt einem Wechsel. Bei Hochfesten Betonen (siehe z.B. Abbildung 7-51) war dieser Wechsel erst bei ca. 500 °C gegeben.

Das Abkühlen eines erwärmten Betons bewirkt aufgrund der unterschiedlichen Temperaturen im Kern und an der Oberfläche einen Spannungsunterschied, der bei Überschreiten der Zugfestigkeit zu Rissen führen kann. Je höher die Zugfestigkeiten, desto höhere Temperaturen verträgt der Beton. Das hängt allerdings sehr stark von der Abkühlrate ab. Hier herrschten aber bei allen Betonen die gleichen Bedingungen, insofern ist ein Vergleich durchaus zulässig.

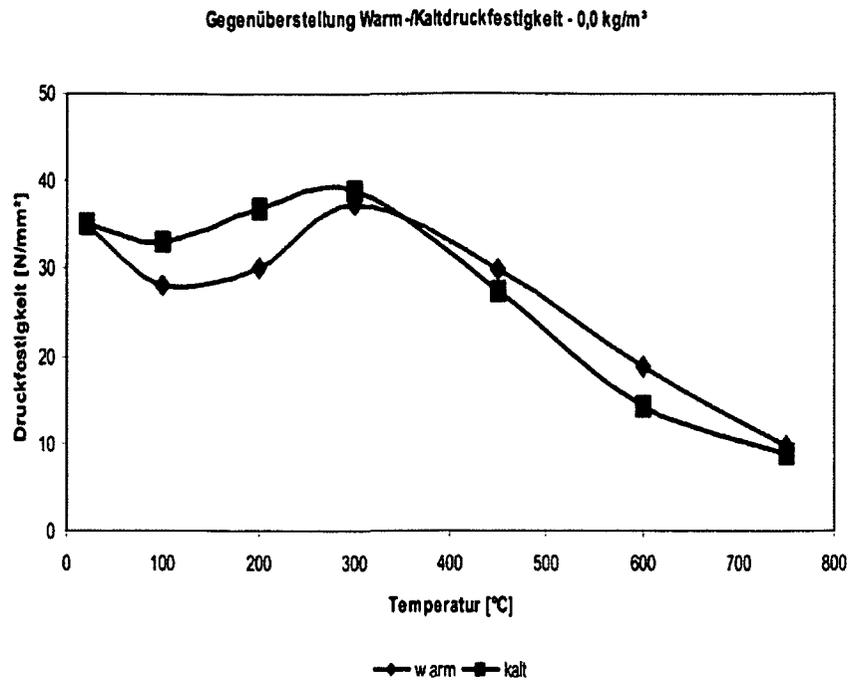


Abbildung 9-37: Gegenüberstellung der Warm- und Kaltdruckfestigkeit bei N0

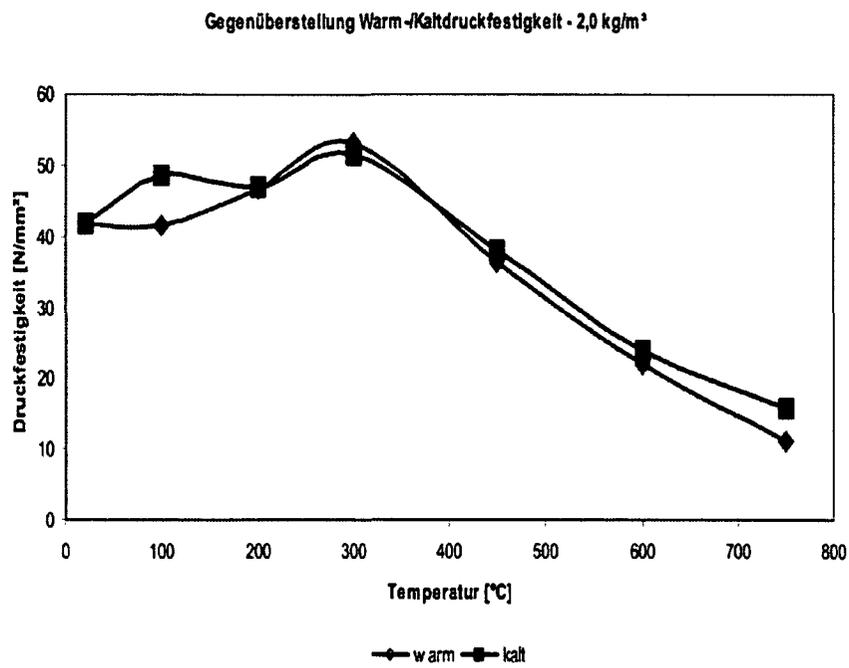


Abbildung 9-38: Gegenüberstellung der Warm- und Kaltdruckfestigkeit bei N2

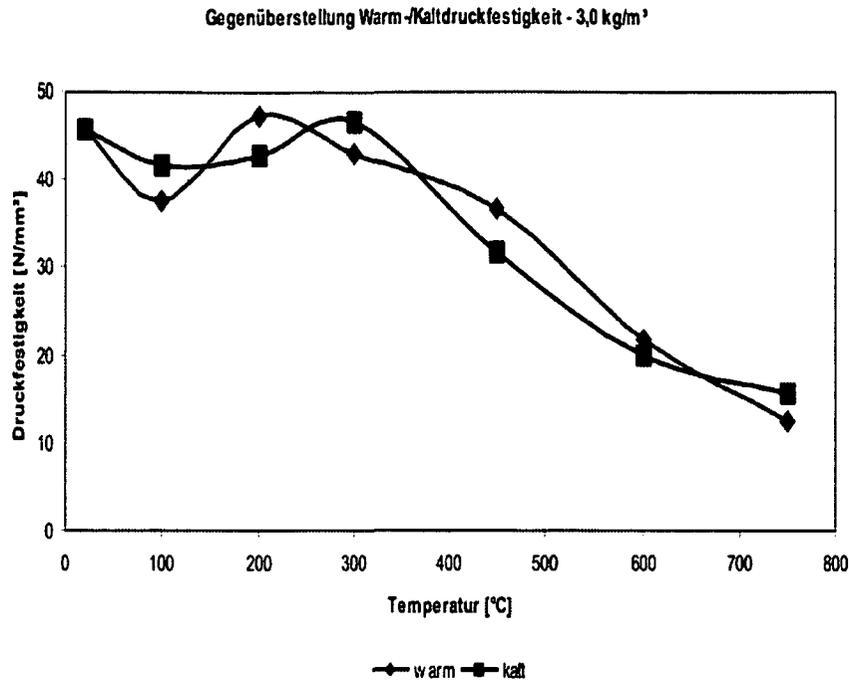


Abbildung 9-39: Gegenüberstellung der Warm- und Kaltdruckfestigkeit bei N3

Abbildung 9-43 zeigt die Probe N0-3 nach dem Aufheizen auf 750 °C. Diese Probe zerbrach im Zuge des Aufheizens. Ein Grund dafür konnte nicht gefunden werden.

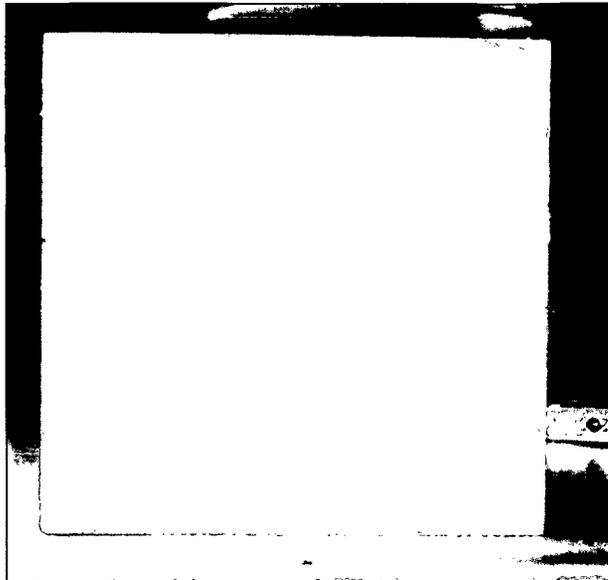


Abbildung 9-40: N0-1 vor der Temperaturbeanspruchung

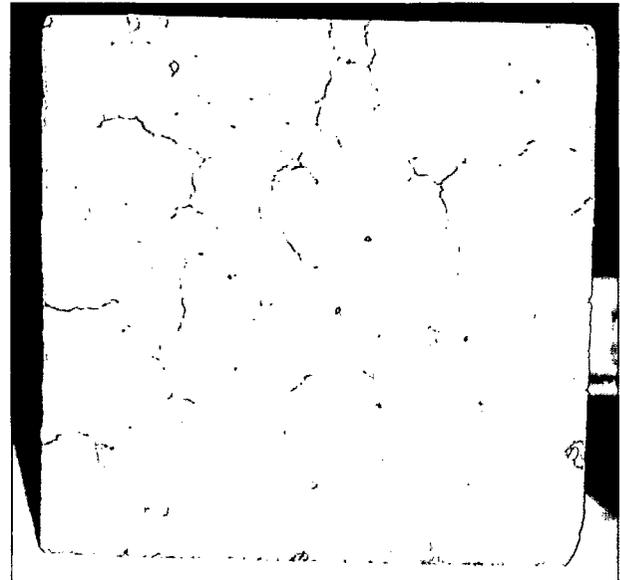


Abbildung 9-41: N0-1 nach dem Aufheizen auf 750 °C

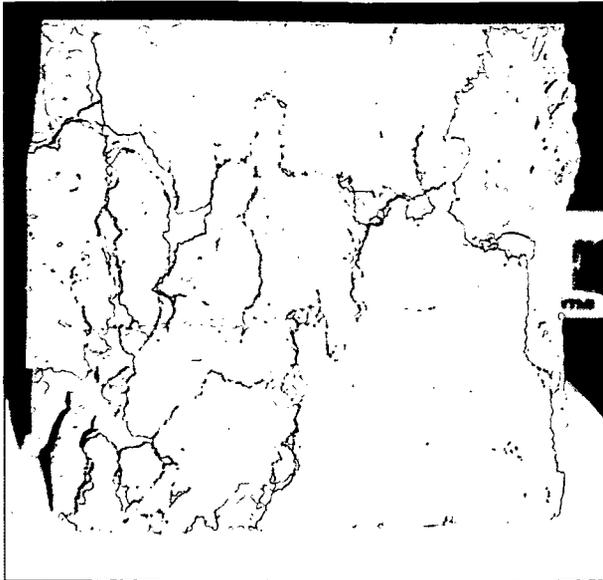


Abbildung 9-42: N0-1 nach der Druckprüfung

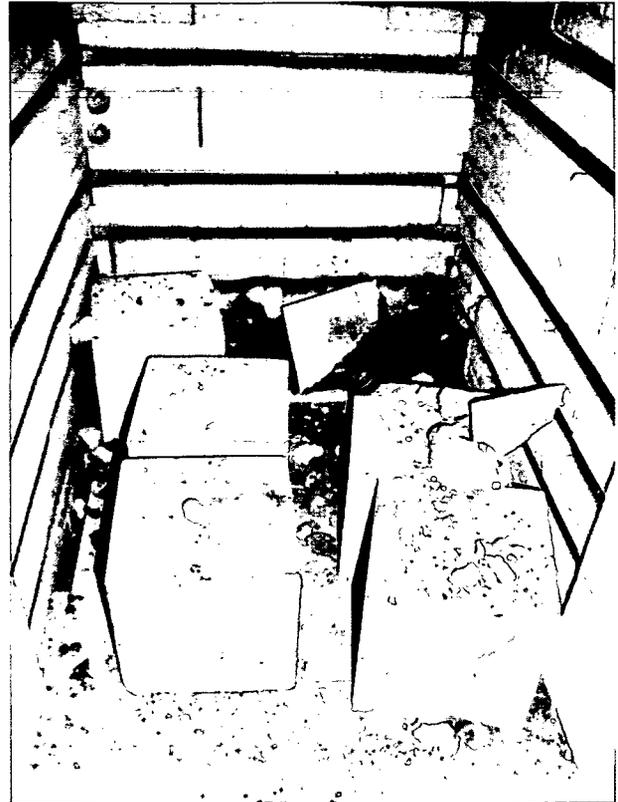


Abbildung 9-43: N0-3 nach dem Aufheizen bis 750 °C

### Erkenntnisse

- In Hinsicht auf das Festigkeitsverhalten hat sich ergeben, dass eine optimale Zugabemenge der Fasern bis 2,0 kg/m<sup>3</sup> gegeben ist. Darüber hinaus fällt die Festigkeit des Betons deutlich ab.
- Bis zu einer Grenztemperatur vom 350 °C (unabhängig von den hier gewählten Fasergehalten) ergeben sich für die Warmdruckfestigkeiten geringere Werte als bei der Kaltdruckfestigkeit, bei höheren Temperaturen sind die Werte der Kaltdruckfestigkeiten geringer als die Warmdruckfestigkeiten. Daraus folgt, dass diese Betone die entstehenden thermischen Spannungen bis zu einer Temperatur von ca. 350 °C beinahe schadlos überstehen. Dies hängt selbstverständlich immer von den Aufheiz – und Abkühlbedingungen bei der Brandprüfung ab. Die hier gewählten Temperaturanstiege liegen im unteren Bereich der bei Tunnelbränden zu erwartenden Werte.

#### **9.5.4 Gewichtsverlust**

Es wurde bei jedem Würfel die Gewichtsabnahme bestimmt. Abbildung 9-44 stellt die Gewichtsabnahme der Probekörper im warmen Zustand vergleichend dar. Zwischen 100 und 200 °C verliert der Beton zwischen 4 und 5 % seines Gewichtes (Wasser). Die Betone mit PP-Fasern "entwässern" besser als jene ohne PP-Fasern.

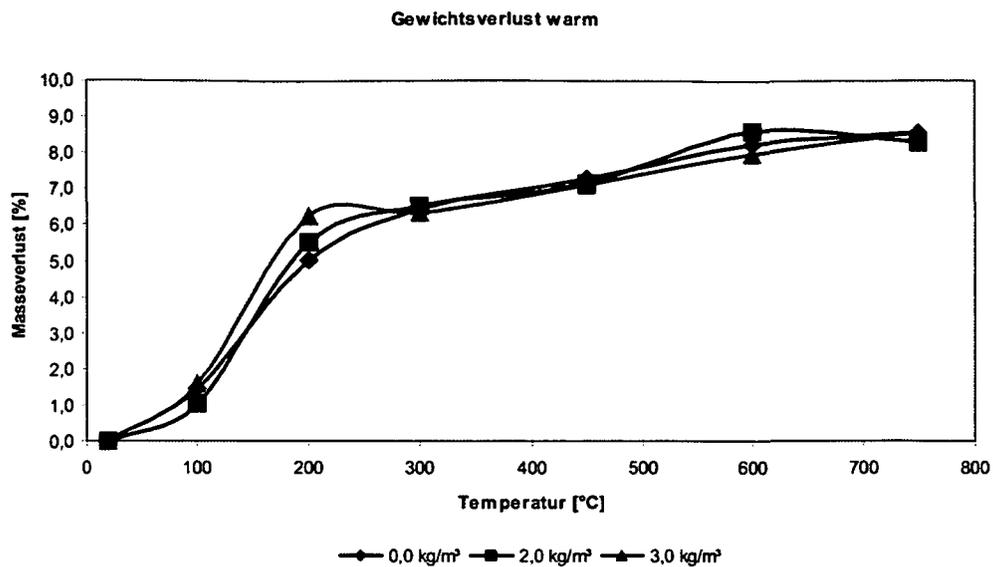


Abbildung 9-44: Gewichtsverlust der Proben im warmen Zustand

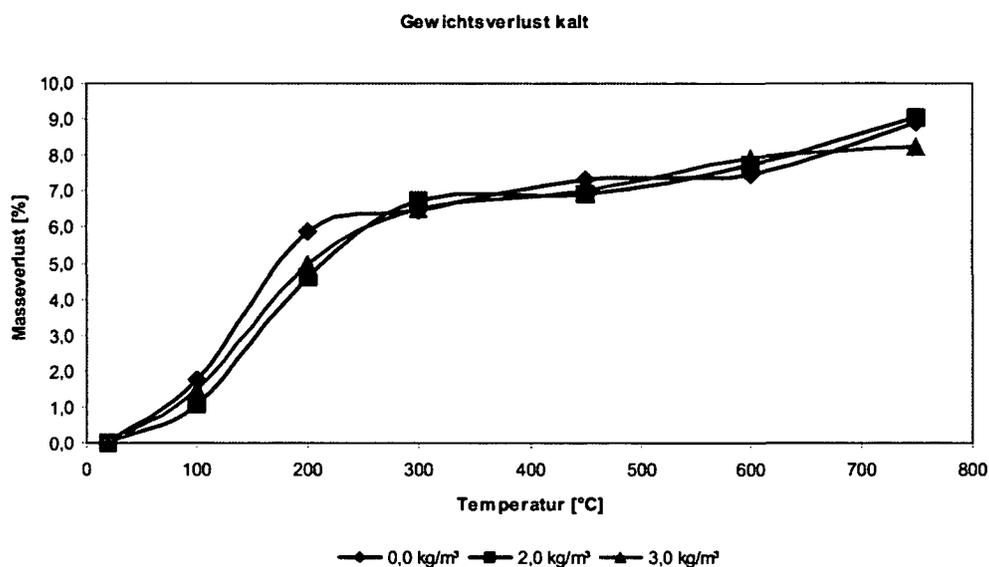


Abbildung 9-45: Gewichtsverlust der Proben im kalten Zustand

Abbildung 9-45 zeigt vergleichend den Gewichtsverlust der Probekörper im kalten Zustand. Hierbei ist festzustellen, dass der Beton ohne Fasern am meisten von seiner ursprünglichen Masse verloren hat. Das lässt sich damit erklären, dass beim Abkühlen Temperaturspannungen entstehen und dadurch Betonteile oberflächlich abgelöst werden. Faserloser Beton unterliegt an der Oberfläche beim Aufheizen und Abkühlen möglicherweise höheren thermischen Schädigungen. Generell kann dies aber nicht gelten, da der Vergleich der Warm- und Kaltdruckfestigkeiten dieses nicht bestätigt.

### 9.5.5 Erkenntnisse für die Praxis

- Zur Prävention von explosiven Abplatzungen sind mind. 1,5 kg/m<sup>3</sup> der verwendeten Fasern nötig.
- Werden keine PP-Fasern zugegeben, so kann dies nicht nur zu Abplatzungen, sondern gegebenenfalls bei hohem Wassergehalt auch zum Kollabieren der Probe bzw. des Betons führen.

- Die Wassereindringtiefe wird durch die Zugabe von PP-Fasern zwar beeinflusst, jedoch nicht in einem Ausmass (bei 2 kg sind dies ca. 0,6 cm), welche für den praktischen Einsatz von Relevanz ist.
- Durch die Zugabe von PP-Fasern wird die Verarbeitung beeinflusst. Als Anhaltswert kann angegeben werden, dass 1 kg/m<sup>3</sup> PP-Fasern das Ausbreitmaß bis zu 5 cm reduzieren können. Dieses ist aber wiederum abhängig von der Konsistenz des Betons ohne Fasern.
- PP-Fasern beeinflussen auch das Verdichten (thixotrophe Flüssigkeit). Die Rüttelenergie sollte eventuell erhöht werden, dafür sollte man aber die Rüttelzeit verkürzen. Begründet ist dies damit, dass durch einen schockartigen Energieeintrag der Beton zu fließen beginnt, dabei aber nicht das komplette Wasser durch nachfolgendes Bluten freisetzt. Dieser Aspekt muß noch genauer untersucht werden.
- Aus verarbeitungstechnischen Gründen wäre es demnach sinnvoll, den Fasergehalt so gering wie möglich bzw. so hoch wie gerade nötig zu halten.
- Zur Abschätzung der zu erwartenden Temperaturen nach einem Brand sind in der Arbeit Temperaturkurven im Kapitel 9.3 angegeben. Damit ist es möglich, bei gegebener Brandeinwirkung die Erwärmung der Betondeckung abzulesen und bei Bedarf die Schädigungsteife des Betons zu bestimmen.
- Die temperaturabhängigen Festigkeiten nach EC2 haben auch Gültigkeit für Tunnelbetone mit PP-Fasern

## 10 SPEZIELLE UNTERSUCHUNGEN AN SPRITZBETON

### 10.1 Versuchsdurchführung

Ziel dieser Untersuchung ist es, die Auswirkungen bei der Zumischung von unterschiedlichen Mengen an Polypropylenfasern auf das Abplatzverhalten von Spritzbeton im Nass- und Trockenverfahren zu prüfen. Zu diesem Zwecke wurden bei den Probekörpern 2B und 3B auf einem bereits thermisch geschädigten Beton eine Spritzbetonschicht von jeweils ca. 5 cm aufgespritzt. Somit lässt sich zusätzlich feststellen, wie sich diese Spritzbetonschichte an der Verbundfuge zum Bestand während und nach einer Brandbeanspruchung verhält. Die restlichen Proben wurden im Labor mittels Spritzkisten hergestellt.

Die Temperaturbelastung erfolgte hier nach der EBM-Kurve mit 3 h Branddauer. Die Probekörper wurden im Alter von 70 Tagen geprüft. Die Proben wurden bis zum 7. Tag luftdicht verpackt und lagerten anschließend an der Luft bei Normklima. Eine Übersicht der Probekörper ist in Tabelle 10-1 gegeben. Die Druckfestigkeit wurde nach 28 Tagen bestimmt.

Tabelle 10-1: Mischungszusammensetzung der Probekörper

Bestandteile	Hersteller	2B Einwaage [kg/m <sup>3</sup> ]	2T Einwaage [kg/m <sup>3</sup> ]	3T Einwaage [kg/m <sup>3</sup> ]	3B Einwaage [kg/m <sup>3</sup> ]	2N Einwaage [kg/m <sup>3</sup> ]	3N Einwaage [kg/m <sup>3</sup> ]
Abmessung der Probe [cm]		60/50/30	60/60/30	60/60/30	60/50/30	60/60/30	60/60/30
Mattenbewehrung		nein	ja	nein	nein	ja	nein
Spritzverfahren		Nass	Trocken	Trocken	Nass	Nass	Nass
Zuschlag 0/8	Quarz Fa. Kies- Union	1775					
Wasser		190					
Zement	CEM II A-S 42,5R	420					
Verflüssiger	Viscocrete FM	4,2					
Polypropylen- faser M6-16	L = 6 mm Ø 16µm Bekaert	2	3	3	2	2	2
Summe		2390					
Druckfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]		39	38	39	40	43	42
Wassergehalt bei 105 °C [%]		2,5	4,4	4,4	2,5	4,4	4,4

Vor und 3 Stunden nach dem Versuch, sowie im abgekühlten Zustand wurden die Proben abgewogen, um den Wasserverlust und das Abplatzgewicht zu bestimmen. Die Wägung 3 Stunden nach dem Versuch erfolgte deswegen, weil die Temperatur nach dem Abschalten der Brenner aufgezeichnet wurde.

### 10.2 Abplatzverhalten

Eine detaillierte Aufzeichnung der Ergebnisse ist in [100] gegeben. Es folgt hier zunächst die bildliche Darstellung der Ergebnisse.

Auf Abbildung 10-1 und Abbildung 10-2 sind die Ergebnisse der Brandversuche dargestellt. Es zeigt sich, dass es hierbei zu keinen Abplatzungen gekommen ist.



Abbildung 10-1: Eine Minute nach dem Abschalten der Brenner (3T, 2T, 2B)



Abbildung 10-2: Eine Minute nach dem Abschalten der Brenner (3B, 2N, 3N)

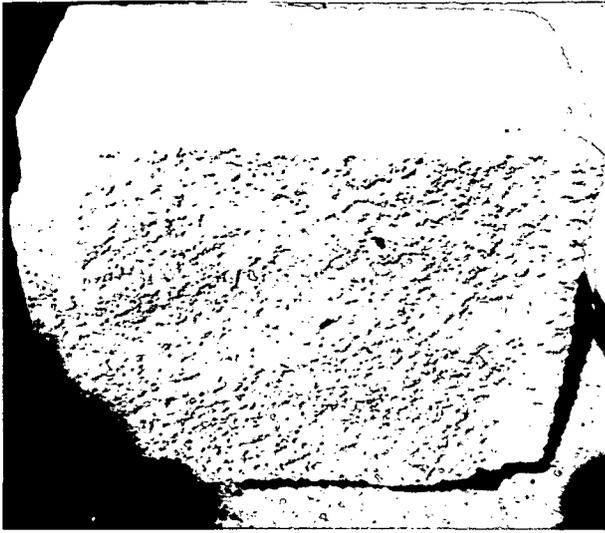


Abbildung 10-3: Probekörper 2B – 3 Stunden nach dem Abschalten der Brenner

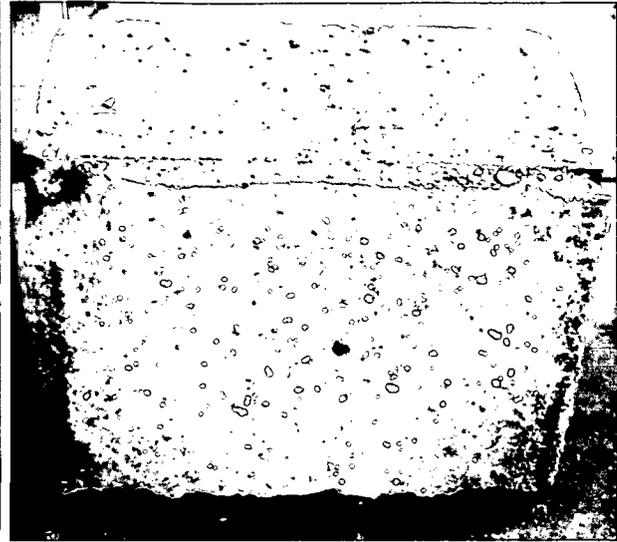


Abbildung 10-4: Probekörper 2B 24 Stunden nach dem Versuch (kalt) und nach dem Abschlagen des losen, dehydrierten Betons

Die Abbildung 10-3 zeigt die Probe 2B 3 Stunden nach dem Abschalten der Brenner. Die Abbildung 10-4 zeigt Probekörper 2B im abgekühlten Zustand und nach dem Entfernen der thermisch geschädigten Oberfläche. Entstandene, kleine Risse an den Flanken zeigen eine gute Durchgängigkeit des Betons zwischen Bestand und Spritzbetonschicht. Leichte Hammerschläge auf die Spritzbetonoberfläche deuteten allerdings auf einen teilweisen Verlust des Haftverbundes hin. Dies war speziell an den Randbereichen feststellbar.

Abbildung 10-5 und Abbildung 10-6 zeigen zusammenfassend das erfreuliche Ergebnis der Untersuchung. Die Spritzbetonoberflächen sind in einem entsprechend gutem Zustand und er hat sich auch nicht vom Bestand (Sanierungsoberfläche) gelöst.



Abbildung 10-5: Alle Probekörper (v.l.n.r.: 3N, 2N und 3B) im abgekühlten Zustand nach dem Abschlagen der thermisch geschädigten Betonoberfläche



Abbildung 10-6: Alle Probekörper (v.l.n.r.: 3T, 2T und 2B) im abgekühlten Zustand nach dem Abschlagen der thermisch geschädigten Betonoberfläche

### Ergebnisse und Interpretation der Untersuchung

Aus den Ergebnissen der Brandversuche ergibt sich, dass die Beigabe von  $2,0 \text{ kg/m}^3$  der verwendeten monofilamenten Polypropylenfasern die Abplatzneigung des labormäßig hergestellten und geprüften Spritzbetons komplett auf Null reduziert hat. Eine Zugabe von  $3,0 \text{ kg/m}^3$  PP-Fasern ist für Spritzbetone nicht notwendig.

Es hat sich auch gezeigt, dass sich im Bestandsbeton entstehende thermische Risse über den aufgetragenen Spritzbeton fortsetzen und ein Monitoring des Verhaltens des Bestandes bei Rissbildung gewährleistet ist.

Im abgekühlten Zustand ist ein Herabfallen der obersten Schichte der beflamten Seite gegeben. Der Grund für die Zerstörung des Betongefüges im kalten Zustand und ist vor allem auf zerstörte CSH- Phasen, CH-Phasen und anderen mineralischen Komponenten zurückzuführen. Zu erkennen war auch eine Braunverfärbung (Schichttiefe bis 8 cm, siehe z.B. Abbildung 10-4) des Betons, welche durch bestimmte mineralische Komponenten bedingt ist.

### **10.3 Erkenntnisse für die Praxis**

- Zur Prävention von explosiven Abplatzungen sind mind.  $2,0 \text{ kg/m}^3$  der verwendeten Fasern nötig.
- Werden keine PP-Fasern zugegeben, so kann dies nicht nur zu Abplatzungen, sondern gegebenenfalls bei hohem Wassergehalt auch zum Kollabieren der Probe bzw. des Betons führen.
- Durch die Zugabe von PP-Fasern wird die Verarbeitung beeinflusst. Als Anhaltswert kann angegeben werden, dass  $1 \text{ kg/m}^3$  PP-Fasern das Ausbreitmaß bis zu 7 cm reduzieren können. Dieses ist aber wiederum abhängig von der Konsistenz des Betons (SCC) ohne Fasern.
- Aus verarbeitungstechnischen Gründen wäre es demnach sinnvoll, den Fasergehalt so gering wie möglich bzw. so hoch wie gerade nötig zu halten.
- Die temperaturabhängigen Festigkeiten nach EC2 haben auch Gültigkeit für Tunnelbetone mit PP-Fasern

# 11 GROSSBRANDVERSUCHE AN TUNNELBAUTEILEN AUS INNENSCHALENBETON- UND SPRITZBETON

## 11.1 Tunnelinnenschalenbeton

Vorweg muss hier erwähnt werden, dass diese Versuche in Zusammenarbeit mit dem Forschungsinstitut der Vereinigung der österreichischen Zementindustrie (VÖZFI) durchgeführt wurden.

Ziel dieser Untersuchung war es, in Grossversuchen die Auswirkung der Zumischung von unterschiedlichen Mengen an Polypropylenfasern auf das Abplatzverhalten von Tunnelinnenschalenbetonen zu prüfen. Die Ergebnisse sollen dann mit jenen aus dem Labor verglichen werden. Weiters sind Messsonden in unterschiedlichen Tiefen eingebracht, um die Temperatureindringung bzw. Erwärmung im Zuge des Aufheizens zu messen. Es werden hier kurz der Versuchsaufbau und wichtige Erkenntnisse daraus zitiert. Eine genaue Dokumentation der Untersuchungen ist in [101] gegeben.

Der Beton zum Zeitpunkt des Brandversuches hatte folgendes Alter:

Versuch	Alter	Datum des Brandversuchs
V1	ca. 120 Tage	09.4.2003
V2	ca. 120 Tage	10.4.2003
V3	ca. 120 Tage	16.4.2003
V4	ca. 120 Tage	17.4.2003

Die Betonfestigkeiten entsprechen einem WDI-Beton nach der Richtlinie Innenschalenbeton der ÖVBB. Die Betonfeuchte lag bei allen Proben im Bereich von 5 %.

### 11.1.1 Probekörperherstellung

Für die Brandversuche wurden 4 Betonprobekörper mit gegebener Rezeptur nach Tabelle 11-1 hergestellt. Die Betondeckung betrug bei V2 6 cm, bei den anderen Probekörpern 10 cm.

Tabelle 11-1: Mischungszusammensetzungen

Bestandteile	Bezeichnung	V3 Einwaage [kg/m <sup>3</sup> ]	V2, V4 Einwaage [kg/m <sup>3</sup> ]	V1 Einwaage [kg/m <sup>3</sup> ]
Gesteins- körnung GK 32	Quarz Fa. Kies-Union	1779	1778	1777
Wasser (W)		180	180	180
Fließmittel	Ready Plast SP ME	Dosierung für F52	Dosierung für F52	Dosierung für F52
Zement	CEM I 42,5R C3A-frei WT 38 Lafarge- Perlmoser	260	260	260
Hüttensand	Werk Starnberg	70	70	70
LP-Mittel	Ready Air 1	4 l/m <sup>3</sup>	4 l/m <sup>3</sup>	4 l/m <sup>3</sup>
Polypropylen- faser M6-16 monofilament	L = 6mm D = 16µm Fa. Bekaert	1,5	2,0	2,5
Wasserbindemittelleim			510	

Die Form der Probekörper stellt einen Zylinderschnitt (Kalottenbereich in einem Tunnel) dar (siehe Abbildung 11-4). Die Breite des Tragwerkes betrug 2,0 m, der Stich war 1,90 m und die Spannweite ca. 10 m.

In Abbildung 11-1 ist das Herstellen der Bewehrung zu erkennen. In diese wurden dann 5 Thermoelemente eingestellt (siehe Abbildung 11-2). Danach wurde die Konterschalung montiert (siehe Abbildung 11-3) und der Schalungskörper betoniert. In Abbildung 11-4 sind die fertigen Kalotten zu sehen.



Abbildung 11-1: Einbau der Bewehrung



Abbildung 11-2: Einbau einer Thermosonde in die Schalung (bestehend aus 10 Thermoelementen)

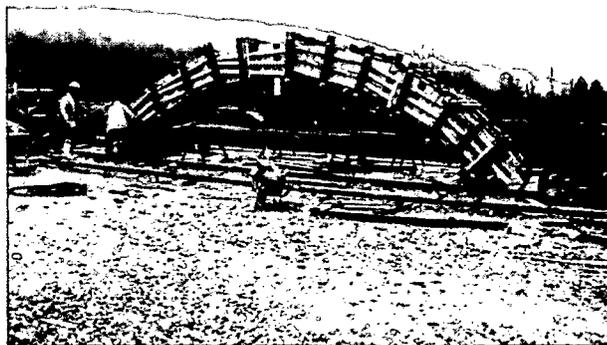


Abbildung 11-3: Fertiger Schalungskörper



Abbildung 11-4: Fertige Probekörper

Nach dem Betonieren wurden die Probekörper auf der Baustelle mit Folien abgedeckt und an der Luft gelagert.

### 11.1.2 Konstruktive Durchbildung der Kalotte

Das Kalottenelement mit 50 cm Querschnittsdicke und 2m Breite (siehe Abbildung 11-5) wurde 2-lagig bewehrt (gebogene Sondermatten  $\varnothing$  8 mm). Die Berechnung des statischen Systems erfolgt als gebetteter Stabzug. Berechnet wurde die statisch erforderliche Bewehrung, der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit erfolgte über einen Rissnachweis (Rissweite  $\leq 0,2$  mm).

Als Lasten wurde ein Eigengewicht von  $25 \text{ kN/m}^3$ , eine Hinterfüllung mit einer Dichte von  $20 \text{ kN/m}^3$ , einem Reibungswinkel von  $30^\circ$  und einem Bettungsmodul von  $3000 \text{ kN/m}^3$  sowie eine Auflast von  $30 \text{ t/lm}$  (entsprechend einer Einzellast von  $60 \text{ t}$ ) in Rechnung gestellt.

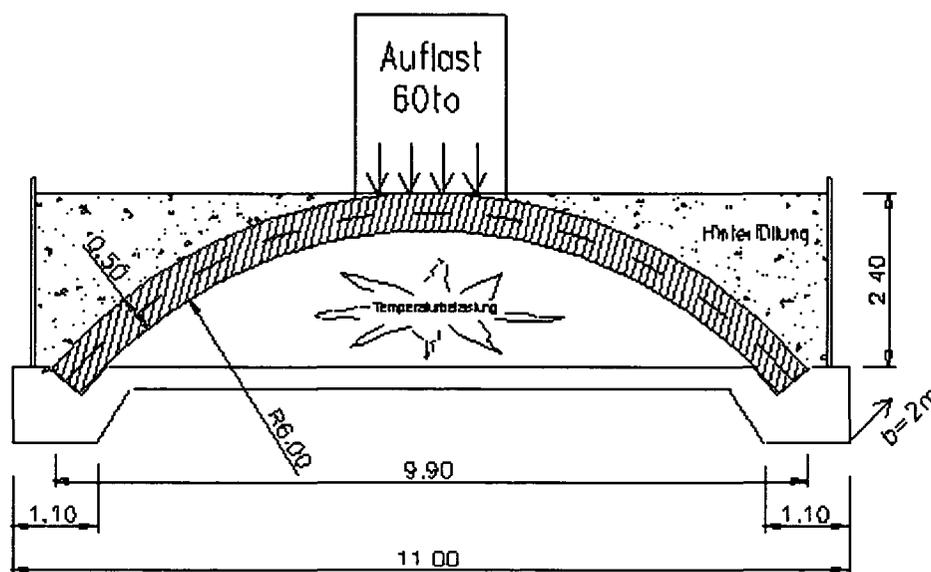


Abbildung 11-5: Kalottenmodell im belasteten Zustand

### 11.1.3 Einbau in den Brandraum

Die seitlich aufgestellte Wandverbundkonstruktion bestand aus:

- 3 cm Brandschutzplatte Promatect H
- 10 cm Steinwolle
- 20 cm Porenbetonsteine gefalzt
- 3 cm Brandschutzplatte Promatect H

Die Probekörper wurden mittels Autokran in den Brandraum eingehoben (siehe Abbildung 11-6). Anschließend wurde mittels Keramikfaser eine annähernd gasdichte und temperaturbeständige Verbindung zwischen Probekörper und Wand hergestellt (siehe Abbildung 11-7). Auf der Abbildung 11-8 sind die verwendeten Hochleistungsbrenner zu sehen. Für die Schnittstelle Brenner – Seitenwand wurden ebenfalls Keramikfasern verwendet, die fest verstopft wurden (siehe Abbildung 11-9).



Abbildung 11-6: Eingehobene Kalotte



Abbildung 11-7: Blick in den Brandraum



Abbildung 11-8: Hochleistungsbrenner

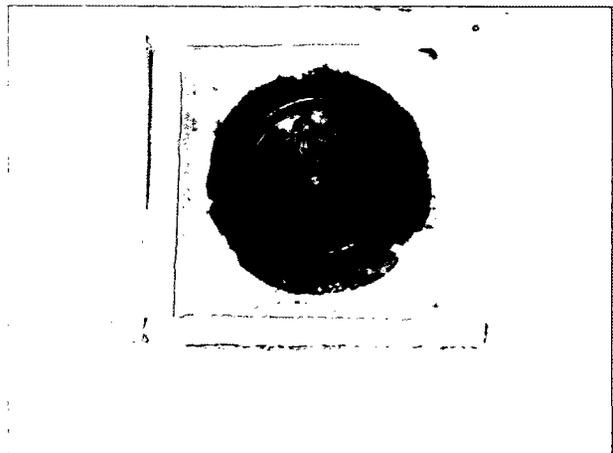


Abbildung 11-9: Anschluss des Brennerrohres

Abbildung 11-10 zeigt den fertigen Versuchsaufbau mit der am Scheitelpunkt aufbrachten Belastung von 60 t.



Abbildung 11-10: Fertiger Versuchsaufbau



Abbildung 11-11: Versuch nach 30 min Beflammung

### 11.1.4 Instrumentierung

Zur Bestimmung der Temperaturen in der Stahlbetonprobe wurden 5 Thermoelemente an verschiedenen Positionen einbetoniert (siehe Abbildung 11-2). Die Lage der Thermoelemente bestehend aus 10 Messsonden (MP1 bis MP5) ist der Abbildung 11-12 zu entnehmen.

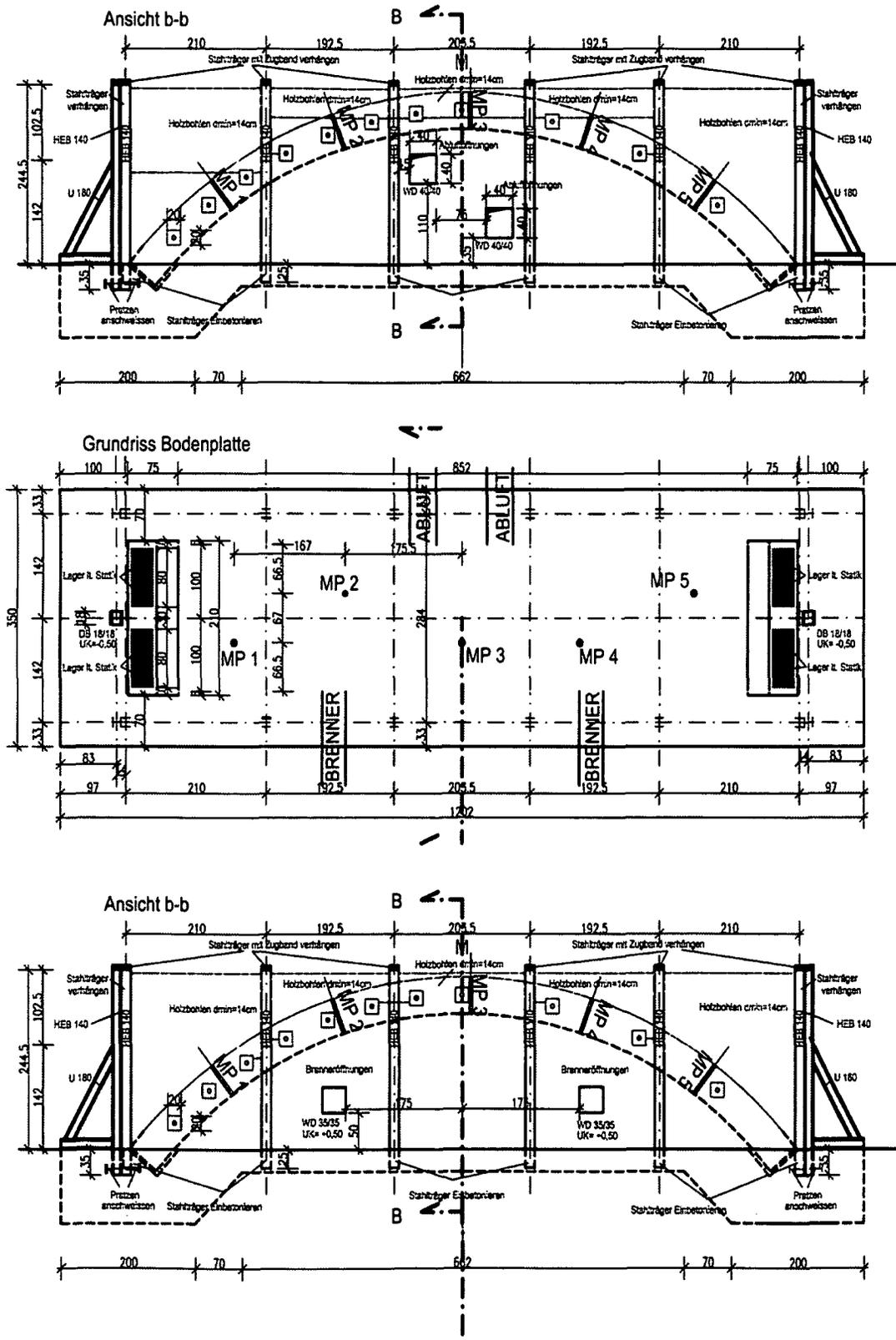


Abbildung 11-12: Lage der Temperaturmesspunkte (Messsonden)

Die Thermoelemente wurden im Labor vorgefertigt. Die Abmessungen betragen  $l/b/h = 3/3/50$  cm. Die einzelnen Messelemente wurden in Tiefen von 1, 3, 5, 10, 15, 20, 25, 30, 40 und 49 (Oberfläche der feuerabgewandten Seite) positioniert. Zusätzlich wurde ein Thermoelement an die unterste Lage der Bewehrung angebracht.

Insgesamt wurde jeder Versuch mit 55 Temperaturmesselementen instrumentiert. Zur Ansteuerung bzw. Kontrolle der Brandraumtemperaturen während des Brandversuches wurden im Bereich eines jeden Thermoelementes im Abstand von ca. 10 cm von der Betonoberfläche NiCr-Ni Mantelthermoelemente positioniert, die an ein kalibriertes Messwerterfassungssystem (Keithley 2700 Multimeter – Data Acquisition System) angeschlossen wurden.

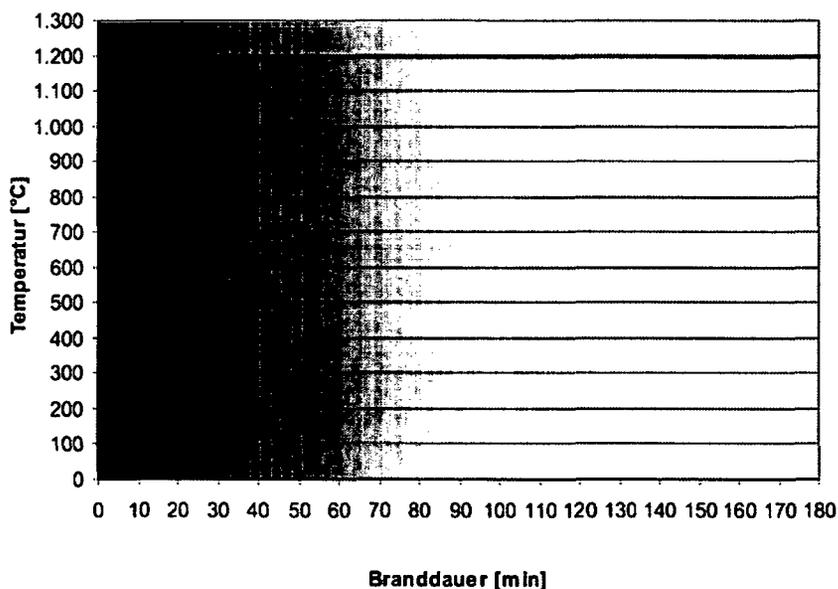
#### Befeuering:

Der Brandraum wurde mittels Ölbrenner (Heizöl extra leicht) von der Stirnseite befeuert. Dafür wurden 2 modulierende Hochleistungsindustriebrenner der Marke *Olymp HL3* verwendet (siehe Abbildung 11-8).

Die Gesamtleistung der Brenner beträgt 4,3 MW (5850 PS). Je Stunde wurden ca. 360 l Treibstoff verbraucht.

Anmerkung: Mit dieser Leistung wäre es theoretisch möglich, dass vorhandene Luftvolumen von ca. 27 m<sup>3</sup> innerhalb von 30 s auf 1200 °C aufzuheizen. Die ungünstigen Querschnittsbedingungen und die enorme Wärmemenge, welche vom Bauteil selbst verbraucht wird verlangte diese enorme Leistung.

Die Temperaturbelastung erfolgte nach der EBM- Brandkurve (siehe Abbildung 11-13).



Zeit [min]	Temperatur [°C]
0	20
1	810
2	920
3	967
4	1.003
5	1.034
6	1.059
7	1.081
8	1.099
9	1.115
10	1.128
11	1.139
12	1.148
13	1.156
14	1.163
15	1.169
16	1.173
17	1.178
18	1.181
19	1.184
20	1.186
30	1.197
40	1.200
180	1.200

Abbildung 11-13: EBM- Brandkurve

Anmerkung zur Brandkurve:

Der geforderte Temperaturanstieg im Brandraum nach der EBM-Kurve (siehe Abbildung 11-14) konnte im Versuch nicht ganz erreicht werden. Die Zuführung von noch mehr Energie in den Brandraum hatte einen zu starken Druckanstieg im Brandraum zur Folge. Die dabei notwendige Vergrößerung der Abluftöffnungen führte wiederum zu einer Reduktion der Temperatur. Dies wiederum führte zu unrealistischen Randbedingungen im Bezug auf den Ablauf eines Tunnelbrandes, da der Brandbereich im Tunnel i. d. R. sehr groß ist. Es sei dazu aber bemerkt, dass der rasche Anstieg bis ca. 750 °C erreicht wurde. Dieser Temperaturgradient ist erfahrungsgemäß ausreichend, um aussagekräftige Beurteilungen über das Abplatzverhalten von Betonen zu gestatten.

Es hat sich aus dem Vergleich der Temperaturkurven im Beton zwischen Laborversuch und Grossbrandversuch gezeigt, dass diese kaum von einander abweichen. Dieses dürfte an der größeren Strahlungsintensität beim Grossbrandversuch liegen.

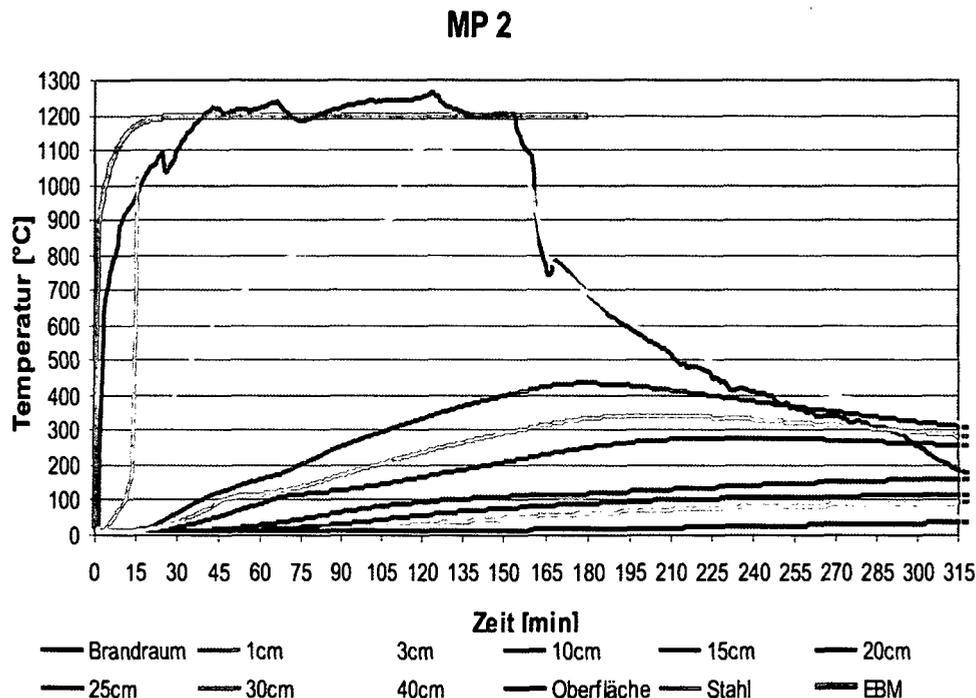


Abbildung 11-14: Temperaturverläufe im Probekörper während und nach dem Aufheizen

### 11.1.5 Ergebnisse des 1. Brandversuchs V1

Die Abbildung 11-15 zeigt eine Teil der geprüften Betonoberfläche ca. 3 h nach dem Versuch. Es kam bei diesem Versuch zu keinen Abplatzungen. Die Abbildung 11-16 zeigt den Probekörper nach dem Abkühlen. Während des Abkühlens ist ein Herabfallen eines Teiles der obersten Schichte an der beflamten Seite beobachtet worden. Ein Grund für die Zerstörung des Betongefüges im kalten Zustand ist erstens auf den zerstörten Portlanditanteil zurückzuführen. Zum Zweiten treten infolge des Abkühlens des erwärmten Bauteils erhebliche Zugspannungen auf. Die Tiefe der thermisch geschädigten Zone liegt bei ca. 1,5 cm.

Das Resultat des Brandversuches zeigte, dass unter den gegebenen Prüfbedingungen die Zugabe von 2,0 kg PP-Fasern ausreichend sind, um das explosive Abplatzen des Tunnelinnenschalenbetons zuverlässig zu verhindern.



Abbildung 11-15: 3 Stunden nach dem Abschalten der Brenner



Abbildung 11-16: 24 Stunden nach dem Abschalten der Brenner

Die auf der Abbildung 11-17 angegebene sehr kleine Abplatzung entstand im Bereich des Einfüllstutzens für den Beton, und ist daher nicht als praktisch relevante Betonzerstörung zu deuten.

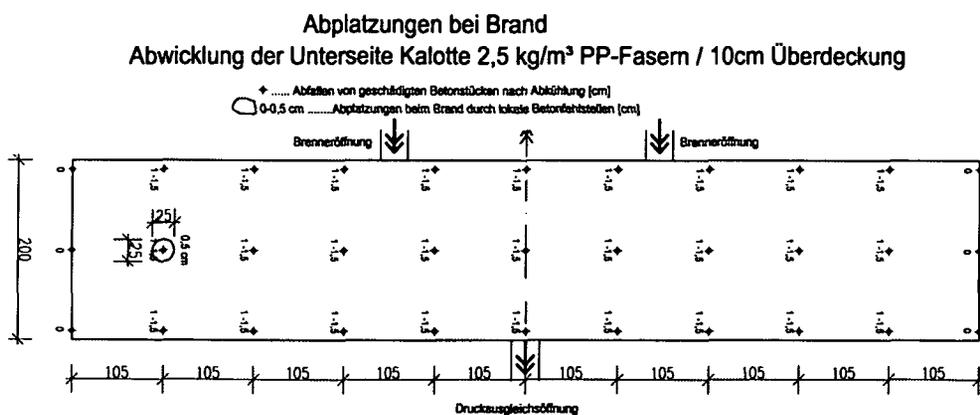


Abbildung 11-17: Darstellung der Schädigungstiefen und Abplatzungen bei V1 [64]

### 11.1.6 Ergebnisse des 2. Brandversuchs V2

Die Abbildung 11-18 und die Abbildung 11-19 verdeutlichen die enorme Brandbelastung im Versuch im Bereich der Messpunkte MP3, MP4 und MP5. Die Oberfläche der Schale und der Wandkonstruktion sind nach Abschaltung der Brenner noch einige Minuten rotglühend.

In Abbildung 11-20 ist der Probekörper nach dem Abkühlen dargestellt. Im abgekühlten Zustand ist wieder ein Herabfallen der gesamten obersten Schichte der beflamten Seite gegeben. Abbildung 11-21 zeigt die Tiefe der thermisch geschädigten Schicht. Sie lag hier i.M. bei ca. 3,5 cm.

Abbildung 11-22 zeigt deutlich eine größere Abplatzung (ca. 0,3 m<sup>2</sup>) im Bereich der Firste. Die max. Tiefe beträgt hier 1,5 cm.

Das Resultat des Brandversuches zeigt, dass unter den gegebenen Prüfbedingungen die Zugabe von 2,0 kg PP-Fasern nicht ausreicht, um das explosive Abplatzen von kleineren Betonschollen zu verhindern. Das Ergebnis zeigt jedoch eindeutig, dass nicht die gesamte Oberfläche betroffen ist, sondern nur vereinzelte Stellen. Dieses resultiert vermutlich aus einer inhomogenen Faserverteilung im Beton die durch den Einbau des Betons bedingt sein können.



Abbildung 11-18: Während des Versuches im Bereich MP4 + MP5

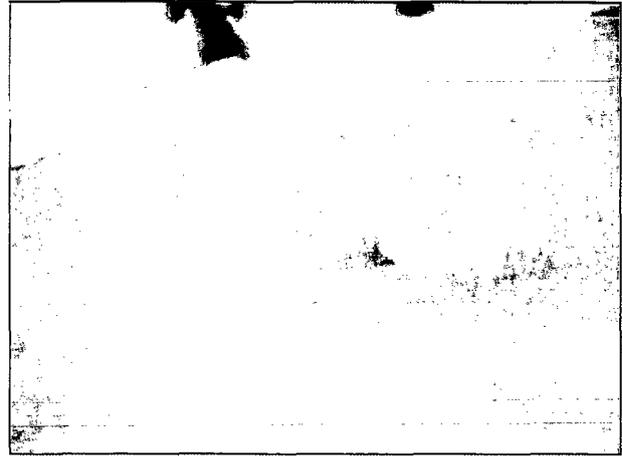


Abbildung 11-19: 2 min nach dem Abschalten der Brenner im Bereich MP3

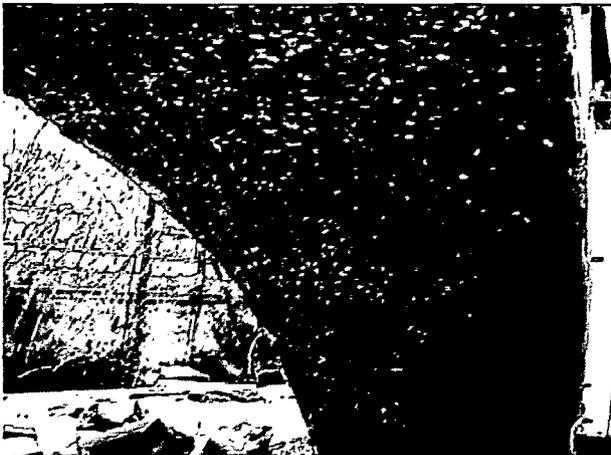


Abbildung 11-20: Nach dem Abkühlen im Bereich

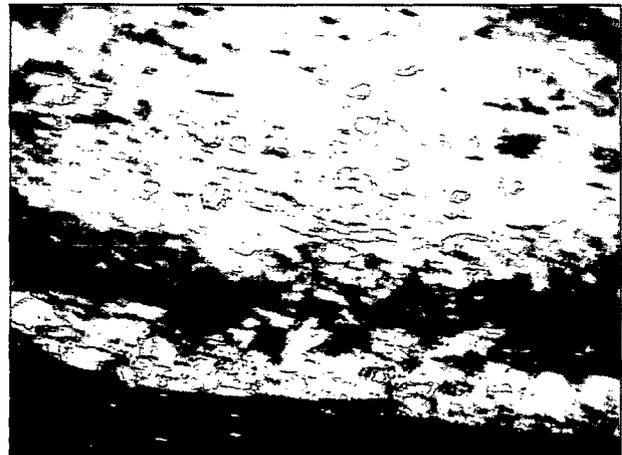


Abbildung 11-21: Nach dem Abkühlen im Bereich MP3

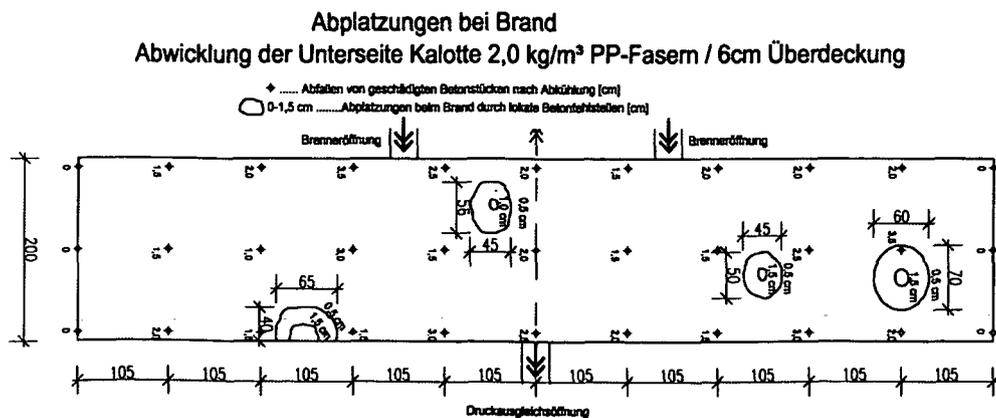


Abbildung 11-22: Darstellung der Schädigungstiefen und Abplatzungen bei V2 [64]

### 11.1.7 Ergebnisse des 3. Brandversuchs V3

Abbildung 11-23 zeigt die abgeplatzen, rotglühenden Betonstücke auf dem Boden bei ca. 1200 °C. Die max. Tiefe lag bei 5,5 cm. Die Abbildung 11-24 zeigt den Probekörper nach dem Abkühlen. Die Tiefe der thermisch geschädigten Zone liegt hier i.M. bei ca. 2,0 cm.

Das Resultat des Brandversuches zeigt, dass unter gegebenen Prüfbedingungen die Zugabe von 1,5 kg PP-Fasern nicht ausreicht, um das explosive Abplatzen von Betonschollen zu verhindern. Das Ergebnis zeigt deutlich, dass große Bereiche der Oberfläche abgeplatzt sind (siehe auch Abbildung 11-26). In Abbildung 11-24 ist die abgeplatzte Betonoberfläche dokumentiert. Im abgekühlten Zustand ist ein Herabfallen der gesamten beflamten Oberfläche bis zu Tiefen von 7,5 cm beobachtet worden.



Abbildung 11-23: : 3 Stunden nach dem Abschalten der Brenner



Abbildung 11-24: Nach dem



Abbildung 11-25: Abgeplatzter Beton

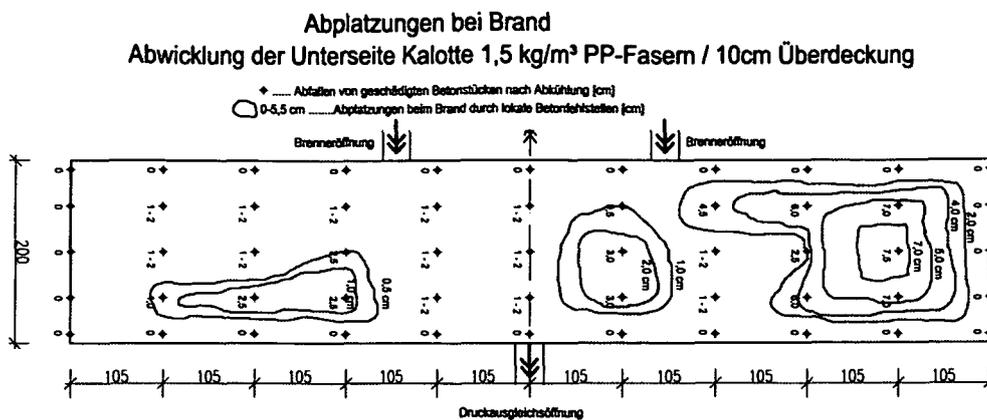


Abbildung 11-26: Darstellung der Schädigungstiefen und Abplatzungen bei V3 [64]

### 11.1.8 Ergebnisse des 4. Brandversuchs V4

Bei Versuch 4 wurde die Kalotte längsseitig in 2 Hälften geteilt. Es sollte mit dieser Maßnahme die Auswirkung einer Fuge auf das Brandverhalten von Tunnelinnenschalenbetonen untersucht werden. Der Beton sollte dabei prinzipiell gleich sein. Abbildung 11-27 zeigt den Bereich der Abplatzungen. Die max. Tiefe dieser Abplatzungen lag bei ca. 4,5 cm. Auf der anderen Seite der Fuge kam es lediglich zu kleinen partiellen Abplatzungen. Die massiven Abplatzungen beschränkten sich auf diese Hälfte der Schale. Hier wurde ein leicht veränderter Beton (veränderter Wassergehalt) aufgrund einer Nachdosierung, welche sich aufgrund des Einbaues ergab, eingefüllt.

Die Abbildung 11-28 zeigt den Probekörper nach dem Abkühlen. Das Resultat des Brandversuches zeigt zum Einen, dass unter gegebenen Prüfbedingungen die Zugabe von 2,0 kg PP-Fasern nicht in allen Fällen ausreicht, um das explosive Abplatzen von Betonschollen zu verhindern, wenn z.B. der Wassergehalt des Betons leicht verändert wird (brennerzugewandte Schale). Zum Anderen zeigt das Ergebnis der zweiten Schale, dass 2,0 kg PP-Fasern theoretisch ausreichend sein könnten, um Abplatzungen beinahe vollständig zu verhindern.

Der Vergleich der beiden Schalen zeigt, dass der Beton (Konsistenz, W/B-Wert etc.) selbst einen deutlichen Einfluss auf das Abplatzverhalten hat. Dies ist beim Einsatz auf der Baustelle besonders zu berücksichtigen.

Im abgekühlten Zustand ist ein Herabfallen von Beton auf der Seite der beflammten Oberfläche bis zu Tiefen von 6 cm beobachtet worden (siehe Abbildung 11-29). Davon waren von der Kalotte A ca. 40 % der und bei der Kalotte B ca. 30 % der Oberfläche betroffen.



Abbildung 11-27: V4 3 Stunden nach dem Abschalten der Brenner



Abbildung 11-28: V4 Nach dem Abkühlen

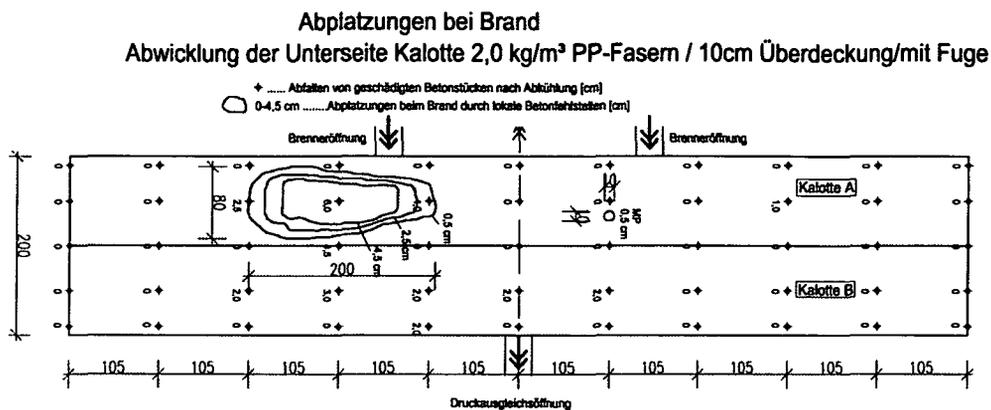


Abbildung 11-29: Darstellung der Schädigungstiefen und Abplatzungen bei V4 [64]

### 11.1.9 Thermische Analysen – DTA und TG

Bei der Thermogravimetrie (TG) wird die Massenänderung einer Probe in Abhängigkeit von der Temperatur gemessen. Dazu wird der Gewichtsverlust mit einer sog. Thermowaage bestimmt. Mit dieser Methode können thermisch aktivierbare Reaktionen untersucht werden, die mit einer Änderung der Masse einhergehen. Zur Untersuchung von Reaktionen, die ohne Masseänderung ablaufen, jedoch mit einer Wärmetönung verbunden sind, wird die Thermogravimetrie mit der Differentialthermoanalyse (DTA) gekoppelt. Es wurden hier Untersuchungen an den Betonproben V1 und V2 einen Tag vor und einen Tag nach dem Brandversuch durchgeführt. Die Proben wurden dabei luftdicht verpackt ins Labor gebracht und unverändert geprüft.

Die thermoanalytischen Versuche wurden an folgenden Geräten durchgeführt:

DTA: NETZSCH PU 1.851.05 + TASK 414/3

TG : NETZSCH STA 409 EP

Die Proben wurden vor dem Versuch mittels einer Präzisionslaborwaage (Satorius CP 64, Genauigkeit = 0,1mg) vorher gewogen. Die Versuchsparameter sind in Tabelle 11-2 aufgelistet.

Tabelle 11-2: Versuchsparameter

	Aufheizrate [K/min]	Einwaage [mg]	Inertmaterial	Probenfeuchte 105 °C [%]	Ofenatmosphäre
Versuch 1 – vor	10	130,3	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	4,3	Luft
Versuch 1 – nach	10	153,5	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0,0	Luft
Versuch 2 – vor	10	134,4	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	3,6	Luft
Versuch 2 – nach	10	165,6	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0,0	Luft

Die Entnahme der Proben erfolgte in ca. 2 cm Tiefe aus den zu untersuchenden Betonprobekörpern auf der zu beflammenden Seite. Die Angabe "vor dem Versuch" bedeutet dabei ca. 24 Stunden vor der Versuchsdurchführung. Die Angabe "nach dem Versuch" bedeutet dabei ca. 24 Stunden nach dem Brandversuch. Die Proben wurden in einem Plastiksack bis zum Tage der Prüfung gelagert, so dass ein Feuchtaustausch im Laborklima nicht möglich war. Der Beton bei Versuch 1 enthält 2,5 kg/m<sup>3</sup> PP-Fasern, der Beton aus Versuch 2 enthält 2,0 kg/m<sup>3</sup>. Die Abbildung 11-30 bis Abbildung 11-32 zeigen die Ergebnisse der untersuchten Proben.

#### 11.1.9.1 Ergebnisse aus V1

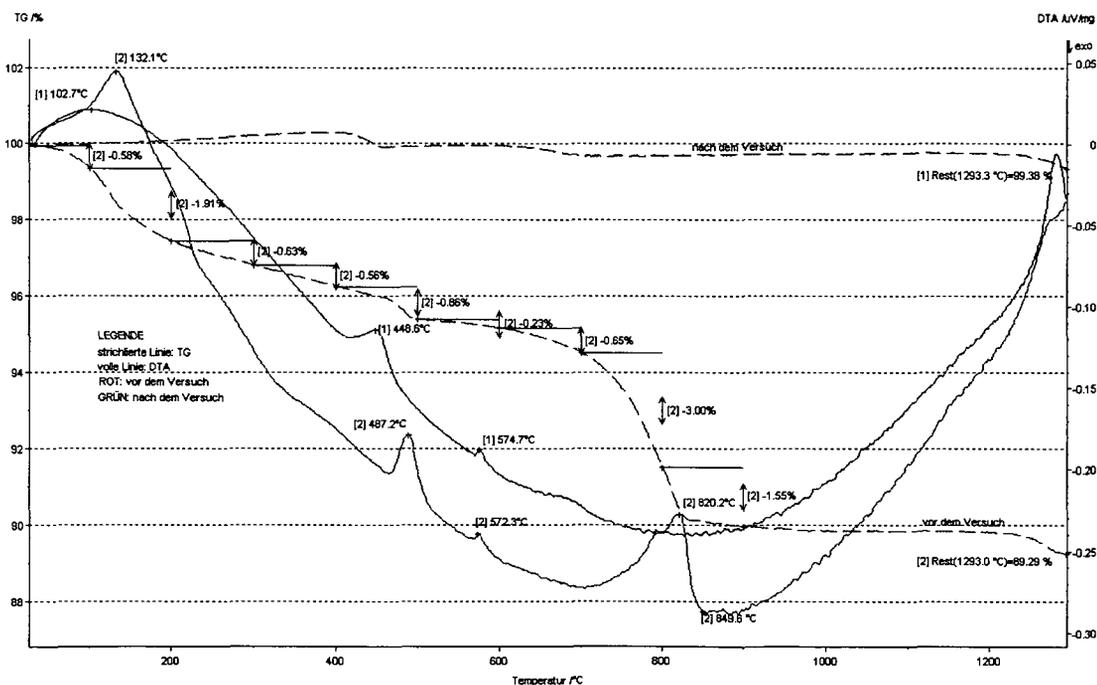


Abbildung 11-30: DTA/TG- Kurven aus Versuch 1 vor und nach dem Brand

Abbildung 11-30 zeigt die Thermogramme des Betons, die vor (thermisch unbeanspruchte Probe) und nach dem Brandversuch (Thermisch beanspruchte Probe) analysiert wurden.

#### Vor der Brandprüfung (Braune Kurven)

Die ersten größeren Massenverluste (ca. 2 %) beim thermisch unbeanspruchten Beton (strichliertem Graph) treten in einem Temperaturbereich zwischen 100 °C und 200 °C auf. Dies entspricht im Wesentlichen dem Verlust an physikalisch-

gebundenem Wasser. Im Bereich 200 bis 470 °C erfolgt die Entwässerung der CSH-Phasen in der 1. Stufe.

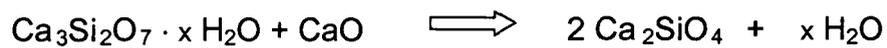
Der Reaktionsbereich zwischen 470 °C und 530 °C (Max. = 487,2 °C) kann der Zersetzung des Portlandits gemäß Gleichung 2 zugeschrieben werden.



Gleichung 2: Zersetzung von Portlandit

Weiters lässt sich der bei 572,3 °C auftretende 2. DTA – Peak eindeutig der  $\beta \rightarrow \alpha$  - Quarzumwandlung zuordnen.

Der in Abbildung 11-30 auftretende 3. DTA – Peak im Temperaturbereich von 700 – 850 °C (Max. = 820 °C) kann der Dehydratation der stabileren CSH – Phasen unter Bildung von  $\beta - \text{C}_2\text{S}$  gemäß Gleichung 3 zugeschrieben werden.



Gleichung 3: Zersetzung der CSH – Phasen unter Bildung von  $\beta - \text{C}_2\text{S}$

Der Massenverlust bei dieser endothermen Reaktion beträgt ca. 6 %.

Der gesamte Massenverlust während der Aufheizung bis 1200 °C beträgt 10,2 %.

#### Nach der Brandprüfung (Grüne Kurven)

Hier zeigt sich eindeutig, dass der Beton ausgetrocknet ist. Die TG- Kurve (strichlierte Kurve) bleibt annähernd horizontal.

Sehr deutlich zeigt sich hier auch bei der Betrachtung der DTA- Kurve (volle Linie), dass aufgrund der thermischen Schädigung die Festigkeit des Betons praktisch auf Null reduziert ist. Die stabilen CSH- Phasen im Temperaturbereich von 700 – 850 °C zeigen hier keine Reaktionen mehr.

## 11.1.9.2 Ergebnisse aus V2

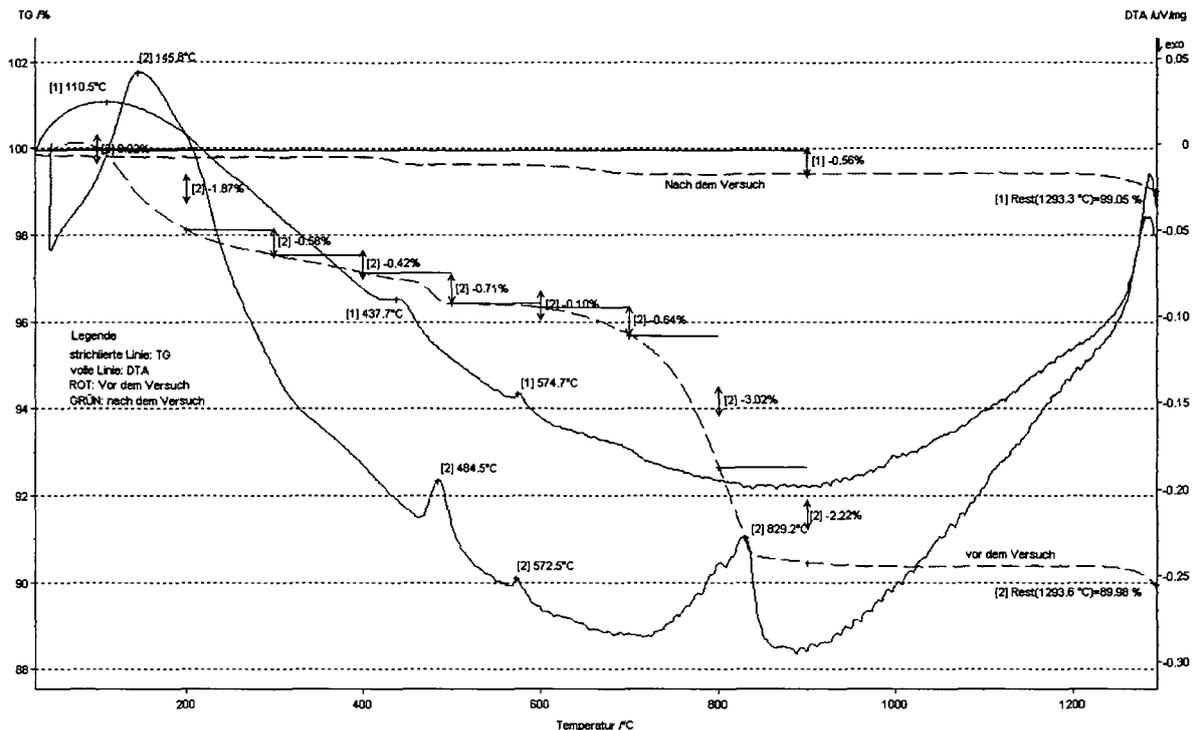


Abbildung 11-31: DTA/TG- Kurven aus Versuch 2 vor und nach dem Brand

Abbildung 11-31 zeigt die Thermogramme des Betons, die vor (thermisch unbeanspruchte Probe V2) und nach dem Brandversuch (thermisch beanspruchte Probe) analysiert wurden.

Vor der Brandprüfung (Braun Kurven)

Die ersten größeren Massenverluste (ca. 2 %) beim thermisch unbeanspruchten Beton (strichliertes Graph) treten auch hier in einem Temperaturbereich zwischen 100 °C und 200 °C auf. Dies entspricht, wie schon vorher erwähnt, i.W. dem Verlust an physikalisch gebundenen Wasser.

Der Reaktionsbereich zwischen 470 °C und 530 °C (Max. = 484,5 °C) kann ebenfalls wie oben der Zersetzung des Portlandits gemäß Gleichung 2 zugeschrieben werden. Auch hier lässt sich der bei 572,5 °C auftretende 2. DTA – Peak eindeutig der  $\beta \rightarrow \alpha$  - Quarzumwandlung zuordnen.

Der 3. markante DTA – Peak im Temperaturbereich von 700 – 850 °C (Max. = 829 °C) kann der Dehydratation der stabilen CSH – Phasen unter Bildung von  $\beta - C_2S$  gemäß Gleichung 3 zugeschrieben werden.

Der Massenverlust bei dieser endothermen Reaktion beträgt ca. 4,0 %.

Der gesamte Massenverlust während der Aufheizung bis 1200 °C beträgt 9,5 %.

Nach der Brandprüfung (Grüne Kurven)

Hier zeigt sich auch eindeutig, dass der Beton ausgetrocknet und dehydriert ist. Die TG- Kurve (strichlierte Kurve) zeigt hier einen marginalen Massenverlust, der praktisch aber vernachlässigbar ist.

Ebenfalls sehr deutlich zeigt sich hier auch bei der Betrachtung der DTA- Kurve (volle Linie), dass aufgrund der thermischen Schädigung die Festigkeit des Betons

praktisch zu Null reduziert ist. Die CS- Phasen im Temperaturbereich von 700 – 850 °C zeigen hier keinerlei Reaktionen mehr.

Abbildung 11-32 zeigt den Vergleich der TG- Kurven vor dem Brand zwischen Versuch 1 und Versuch 2. Der Verlauf der beiden Kurven ist beinahe ident. Es zeigt weiters, dass der Beton V1 geringfügig feuchter war als V2.

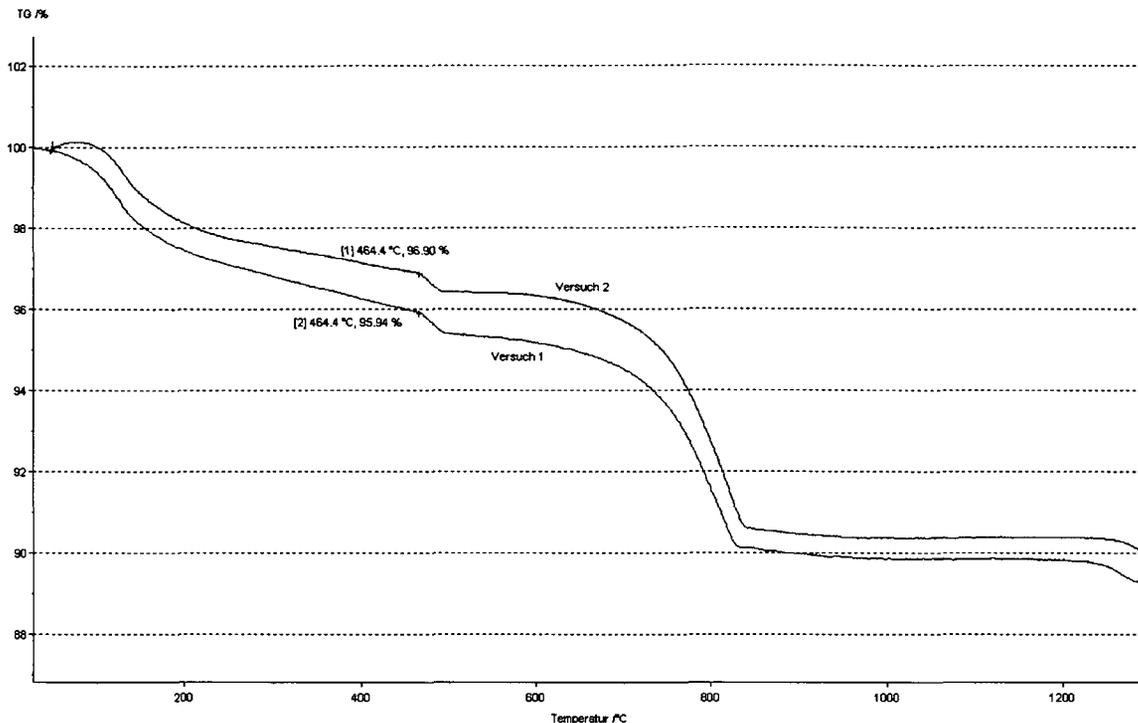


Abbildung 11-32: Vergleich der TG- Kurven vor dem Brand zwischen V1 und V2

### 11.1.9.3 Erkenntnisse und Interpretation der Untersuchung

Aus den Ergebnissen der DTA/TG - Untersuchungen ergibt sich, dass die Betone ab Temperaturen über ca. 850 °C – 1200 °C praktisch keinen Massenverlust mehr aufweisen. Der Massenverlust lässt sich i.M. mit ca. 10 % für beide Betone beziffern. Dies deutet auf einen niedrigeren w/b-Wert hin (Betone mit einem w/b- Wert von 0,6 haben einen Massenverlust von ca. 12 %).

Der Massenverlust aufgrund der Dehydratation von Portlandit beträgt i.M. ca. 0,8 % und tritt im Temperaturbereich zwischen 470 °C und 530 °C auf.

Die deutlich erkennbare Quarzumwandlung  $\beta \rightarrow \alpha$  bei ca. 573 °C führt zu einer Volumsvergrößerung und folglich zu einer Zerstörung des Betongefüges.

Der deutlichste Massenverlust im Temperaturbereich zwischen 700 und 850 °C erfolgt durch die Dehydratation der stabileren CSH – Phasen unter Bildung von  $\beta - C_2S$ . Dieser beträgt im Mittel 4,8 %.

Abbildung 9-36 zeigt vergleichend, dass bei einer Temperatur von 750 °C noch eine Festigkeit von ca. 25 % der Anfangsfestigkeit gegeben ist. Diese Festigkeit setzt sich zusammen aus der Haftreibung zwischen den Körnern bzw. Rissflächen und noch teilweise intakten CSH- Phasen. Eine Rehydratation ist aus der DTA- Kurve nach dem Brand nicht ersichtlich. Ab Temperaturen über 880 °C (Wendepunkt in der DTA- Kurve) kann davon ausgegangen werden, dass keine nachweisbaren CSH- Phasen mehr vorliegen und diese daher zur Restfestigkeit nicht mehr beitragen. Die Matrix ist thermisch zerstört. Diese Temperatur wird nach 180 min Branddauer gemäß der EBM-Kurve in ca. 2,0 - 2,5 cm Tiefe erreicht.

### 11.1.10 Erkenntnisse aus den Versuchen

Aus den Ergebnissen der vier durchgeführten Brandversuche nach der EBM Kurve an Tunnelinnenschalenbetonen lassen sich folgende Erkenntnisse ableiten:

1. Der anfängliche Temperaturanstieg gemäß EBM-Kurve ist bei derartigen Versuchen (Brandraumvolumen von ca. 25 m<sup>3</sup>) trotz enormer Energieeinbringung durch Hochleistungsbrenner nicht möglich gewesen. Der Temperaturanstieg der EBM Kurve entspricht einem Kohlenwasserstoffbrand, wobei anfänglich explosionsähnliche Temperaturanstiege vorherrschen.
2. Aufgrund des abgeschlossenen Prüfraumes würde eine nochmalige Steigerung der Brennerleistung zu einem extremen Druckanstieg im Brandraum führen, welcher keinesfalls den Bedingungen im Tunnel entsprechen würde.
3. Der erreichte Temperaturanstieg (750 °C in ca. 5 min) reicht erfahrungsgemäß aus, um das Abplatzverhalten von Tunnelbetonen zu beurteilen. Das zeigen auch die einzelnen Ergebnisse aus den vier Versuchen. Dieser Temperaturanstieg liegt deutlich über dem der Normbrandkurve (ca. 550 °C nach 5 min) nach ÖNORM B 3800-2 bzw. ISO 834.
4. Ein Vergleich dieser Ergebnisse mit jenen aus dem Labor (siehe Kapitel 9) zeigt, dass bei Einbau des Betons auf der Baustelle mit mindestens 0,5 kg/m<sup>3</sup> bzw. 25 Prozent mehr Fasern zu kalkulieren ist. Es hat sich gezeigt, dass bei der Herstellung die Faserverteilung unregelmäßiger ist als im Labor.
5. Um das Abplatzen von Stahlbetonbauteilen der gegebenen Zusammensetzung auf ein vertretbares Maß hinsichtlich der Reduktion der Tragfähigkeit zu beschränken, sind mindestens 2,0 kg/m<sup>3</sup> der verwendeten PP- Fasern unter den gegebenen Prüfbedingungen zu verwenden.
6. Ist eine gleichmäßige Faserverteilung bei der Herstellung gewährleistet, so ist mit einem Fasergehalt von 1,5 kg/m<sup>3</sup> das Auslangen zu finden. Dieses bringt deutliche Vorteile in der Verarbeitung.
7. Unter der Voraussetzung, dass es zu keinen bzw. lediglich minimalen partiellen Abplatzungen kommt, ist für die Einhaltung einer Temperaturobergrenze von 300 °C nach 180 min eine Betondeckung von 10 cm (Planmaß) einzuhalten. Wird die Dauer der Brandbeanspruchung auf 120 Minuten reduziert, so ist eine Betondeckung von 7 cm ausreichend. Werden vorhandene Reserven in der Statik berücksichtigt, so kann die Betondeckung entsprechend reduziert werden.
8. Die Herstellung von Stahlbetonbauteilen mit einer Betondeckung von lediglich 6 cm (Planmaß) scheint für den Einsatz in Tunneln, welche nach der EBM-Kurve bemessen wurden, als sehr bedenklich und ist, falls dafür in der Tragwerksberechnung nicht Sorge getragen wird, zu vermeiden.
9. Aufgrund des enormen Temperaturgradienten am Beginn der Abkühlphase und aufgrund der Portlanditumwandlung kommt es zu einem Abfallen der oberflächlich thermisch geschädigten Betonschichte. Je nach Vorlagerung und Betonzusammensetzung ergaben sich Tiefen zwischen 1,5 und 2,5 cm.
10. Zur Messung der Temperatur sind Laborversuche (Proben 60/50/30 cm) ausreichend und sinnvoll. Es hat sich gezeigt, dass hinsichtlich des Abplatzens praktisch relevante Differenzen bestehen; dieses ist bei der Umsetzung in die Praxis zu berücksichtigen.
11. Durch die Zugabe von PP- Fasern wird die Verarbeitung mitunter empfindlich beeinflusst. Dies muss bei der Verarbeitung bzw. im Mischungsentwurf berücksichtigt werden (evtl. erhöhter Wassergehalt oder besonderes

Fließmittel notwendig).

12. Pro kg PP-Fasern ( $l = 6 \text{ mm}$ ,  $\varnothing = 16 \mu\text{m}$ ) wird das Ausbreitmaß um ca. 5 cm reduziert. Es wird empfohlen, im Labor hinreichende Konsistenzversuche zu machen. Dies sollten dann anhand gezeigter Grossversuche überprüft werden, bevor eine Mischung überhaupt zur Anwendung kommt.
13. PP-Fasern beeinflussen die Konsistenz und damit auch das Verdichten durch Rütteln. Die Rüttelleistung sollte eventuell erhöht werden, dafür aber sollte man die Rüttelzeit verkürzen. Aus verarbeitungstechnischen Gründen wäre es demnach sinnvoll, den Fasergehalt so gering wie möglich bzw. nötig zu halten.

## 11.2 Grossversuche für Spritzbeton

Ziel dieser Untersuchung ist es, mittels Groosversuch die Auswirkungen bei der Zumischung von unterschiedlichen Mengen an Polypropylenfasern auf das Abplatzverhalten von Spritzbeton zu prüfen. Die Ergebnisse sollen dann mit jenen aus dem Labor verglichen werden. Der Versuchsaufbau ist prinzipiell der gleiche wie bei den Tunnelinnenschalen mit dem Unterschied, dass hier keine Belastung auf dem Probekörper wirkte, Es werden hier kurz die wichtige Erkenntnisse daraus zitiert. Eine genaue Dokumentation der Untersuchungen ist in [102] gegeben.

Die Temperaturbelastung erfolgte nach der EBM- Brandkurve (siehe Abbildung 11-13). Der Beton zum Zeitpunkt des Brandversuches hatte ein Alter von 21 Tagen. Der Versuchsaufbau ist ident den Versuchen gemäß Abschnitt 11.1.

### 11.2.1 Probekörperherstellung

Für den Brandversuch wurde auf einen bestehenden Betonprobekörper der Spritzbeton nach gegebener Rezeptur (siehe Tabelle 11-1) aufgespritzt. Mischung ist ident mit dem Laborversuch (siehe Tabelle 10-1, PK 3B). Die Spritzdicke betrug i.M. 10 cm.

Tabelle 11-3: Mischungszusammensetzung

Bestandteile	Bezeichnung	Einwaage [kg/m <sup>3</sup> ]
Gesteins- körnung GK 8	Quarz Fa. Kies-Union	1775
Wasser (W)		190
Fließmittel	Viskocrete Fa. Sikka	6,3
Zement	CEM II A-S 42,5 R Lafarge-Perlmoser	420
Polypropylen- faser M6-16 monofilament	L = 6mm D = 16 $\mu\text{m}$ Fa. Bekaert	2,0
W/B-Wert		0,45
Ausbreitmaß nach Fahrmischer		55 cm

Der Verlauf der Herstellung der Spritzbetonschale soll kurz durch die folgenden Abbildungen dokumentiert werden.

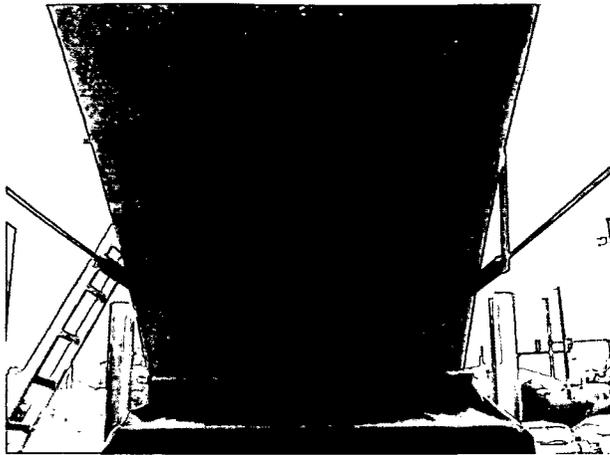


Abbildung 11-33: Einlegen der Mattenbewehrungen



Abbildung 11-34: Vorbereiten des Spritzbetons

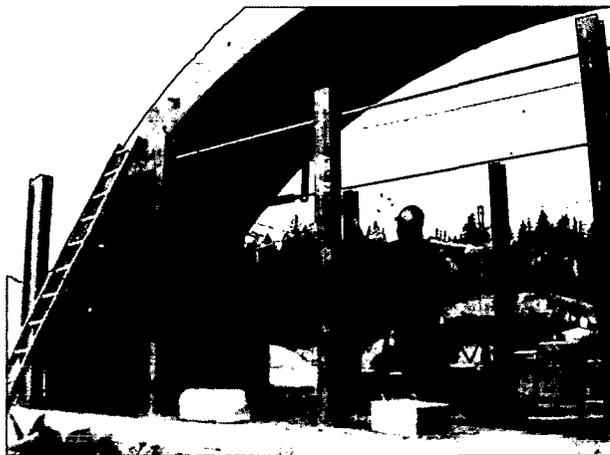


Abbildung 11-35: Spritzen der Betonschale (Dicke = 10 cm)



Abbildung 11-36: Fertige Spritzbetonoberfläche



Abbildung 11-37: Fertiger Versuchsaufbau

Abbildung 11-37 zeigt den fertigen Versuchsaufbau. Bei diesem Versuch blieb das Tragwerk statisch unbelastet. Für die Beurteilung des Abplatzverhaltens von

Spritzbeton als Reprofilierungs- bzw. Sanierungsmethode für Tunnelinnenschalen ist dies unerheblich. Abbildung 11-38 zeigt die Oberfläche der Porenbetonsteine der stirnseitigen Kammerwände kurz nach dem Versuch.

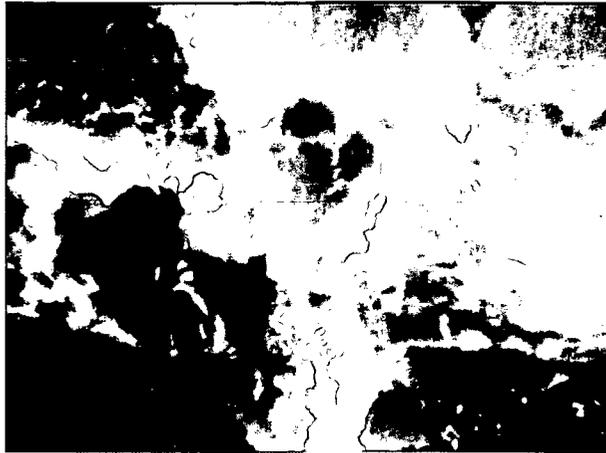


Abbildung 11-38: Porenbetonsteine (Ytong) - 5 min nach dem Abschalten der Brenner

Abbildung 11-39 zeigt den Bereich der Kalotte, bei dem Betonstücke mit einer Dicke von ca. 4 - 5 cm abgefallen (nicht abgeplatzt!!) sind. Die größte Tiefe betrug 6 cm. Die Dicke und die beinahe geordnete Positionierung der Bruchstücke am Boden lassen die Schlussfolgerung zu, dass sich hier eine größere Platte (ca. 0,75 m<sup>2</sup>) während der Aufheizung gelöst hat. Die Ursache des Abfallens (engl. soft spalling) ist wie beim explosiven Abplatzen durch erhöhte Dampfdrücke im Beton bedingt. Das Abfallen zeichnet sich jedoch durch ein "sanfteres Absprengen" der Oberfläche aus. Daher waren während des Versuches auch keine typischen Abplatzgeräusche hörbar.

#### Abfallen - Soft Spalling

Diese Art der thermischen Betonschädigung tritt dann auf, wenn im Betongefüge markante Permeabilitätsänderungen vorhanden sind. Der Wasserdampf strömt/diffundiert durch die Zone mit geringerer Permeabilität hindurch und staut(kondensiert) sich an der Grenzfläche zur dichteren Zone auf. Da dieser Grenzflächenbereich i.d.R. auch eine geringere Zugfestigkeit aufweist, kommt es hier bevorzugt zum Abfallen der thermisch beanspruchten Betonschichte

Solche Unstetigkeiten im Spritzbetonquerschnitt können sich aufgrund von Unregelmäßigkeiten im Spritzverlauf (längere Spritzpause bzw. anderer Betonstruktur) ergeben. Bei diesem Versuch wurde z.B. während des Spritzens ein Frischbetonparameter für Versuchszwecke (w/z-Wert wurde ab ca. 5 cm Spritzdicke von 0,45 auf 0,48 erhöht) verändert. In der Regel treten derartige Änderungen bei Spritzbetonbauteilen jedoch nicht auf, sodass diese Art der Schädigung bei ordentlich durchgeführten Spritzarbeiten weitestgehend ausgeschlossen werden kann.

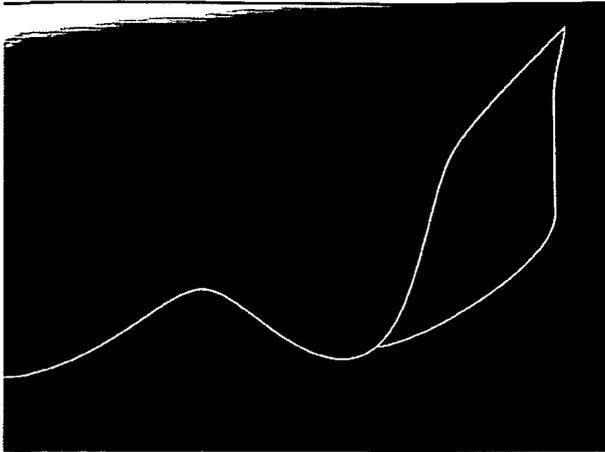


Abbildung 11-39: Kennzeichnung der abgefallenen Bereiche (Größe ca. 0,75 m<sup>2</sup>)

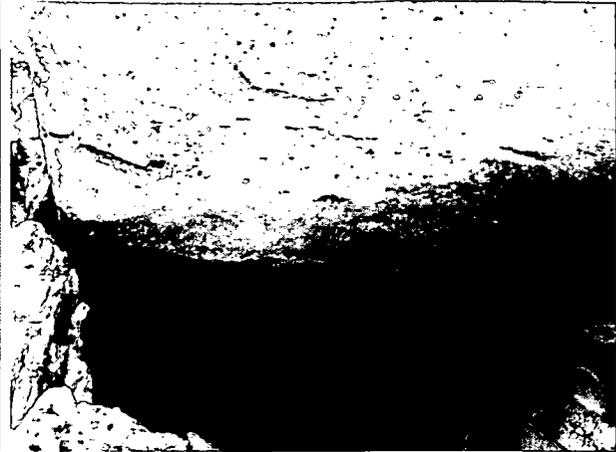


Abbildung 11-40: Abgekühlter Zustand der Spritzbetonoberfläche

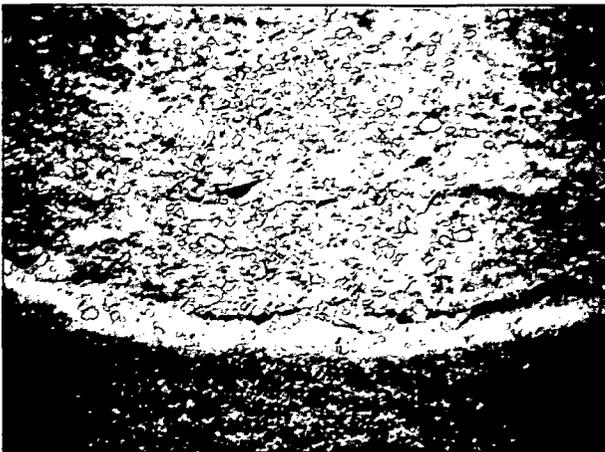


Abbildung 11-41: Detail – Ablösen der thermisch geschädigten Oberfläche (Tiefe 1,5-2,0 cm) im abgekühlten Zustand



Abbildung 11-42: Abgekühlter Zustand im Bereich des MP3 – deutlicher Riss im Bereich der Firste bis in den bestehenden Beton

Die Abbildung 11-40 zeigt die Brandoberfläche der Schale im abgekühlten Zustand. Während des Abkühlens ist wieder typisch ein Herabfallen der obersten Schichte von ca. 2 cm Dicke auf der beflamten Seite zu beobachten. Der Grund für die Zerstörung des Betongefüges im kalten Zustand ist vor allem auf die Zerstörung der Portlanditphase im Zementstein zurückzuführen. Die Tiefe der thermisch geschädigten Zone liegt hier bei ca. 1,5 –2,0 cm (siehe Abbildung 11-41).

Abbildung 11-42 zeigt einen i.M. ca. 20 cm tiefen Spannungsriss nach dem Abkühlen im Bereich der Firste, durchgehend bis in den bestehenden Beton hinein. Für die Inspektion von Tunnelschalen ist es wichtig, entstehende bzw. entstandene Risse leicht und zuverlässig zu orten. Wie sich im Versuch bestätigt hat, eignet sich Spritzbeton sehr gut zur Sanierung von Betonkonstruktionen, da später thermisch bedingte Risse bis an die Oberfläche durchgehen.

### 11.2.2 Schlussfolgerungen aus dem Versuch

- Der Brandversuch zeigt, dass unter den gegebenen Prüfbedingungen die Zugabe von 2,0 kg PP-Fasern für den Spritzbeton in der Regel ausreichend sind, um das explosive Abplatzen des Spritzbetons zu verhindern. Während des gesamten Versuchs kam es zu keinen explosiven Abplatzungen.

- Jedoch kam es lokal aufgrund einer Änderung in der Spritzbetonzusammensetzung während der Verarbeitung (höherer w/z-Wert) zu einem Abfallen (soft spalling, siehe Seite 15) einer etwa 0,75 m<sup>2</sup> großen und ca. 4 cm dicken Betonschicht. Diese Änderung des w/z-Wertes geschah jedoch nur zu Versuchszwecken. Bei konventioneller Herstellung von Spritzbeton wird die Mischung beibehalten und es kann i.d.R. davon ausgegangen werden, dass diese Art des Abplatzens (soft spalling) bei Spritzbetonbekleidungen nicht auftritt.
- Die Betonierfuge - Altbeton zu Spritzbeton - zeigte keine speziellen Schädigungen. Somit ist die Möglichkeit einer Auskleidung der Schale mit Spritzbeton der geprüften Art gut möglich.
- Möchte man mit diesem Beton die Bewehrung bei gegebener Brandbelastung schadlos halten (< 300 °C), so ist mit einer Spritzdicke (geringste Überdeckung) von 8 cm erforderlich. Werden höhere Temperaturen zugelassen, so sind die evtl. auftretenden Festigkeits- und Elastizitätsverluste in der Bewehrung statisch zu berücksichtigen.
- Der geforderte Temperaturanstieg der EBM-Kurve ist nicht ganz erreicht worden, jedoch wurden 750 °C nach 5 min erreicht. Dieser Temperaturanstieg ist deutlich größer als bei der Normbrandkurve nach ÖNORM B 3800-2 (ca. 550 °C nach 5 min) und ist erfahrungsgemäß vollständig ausreichend, um aussagekräftige Beurteilungen über das Abplatzverhalten von Betonen zu erhalten.
- Im abgekühlten Zustand ist ein teilweises Herabfallen der obersten Schichte der beflamten Seite gegeben. Der Grund für die Zerstörung des Betongefüges im kalten Zustand ist u.a. auf den zerstörten Portlanditanteil im Zementstein und auf die Spannungsumkehr im oberflächennahen Bereich zurückzuführen.

### 11.3 Zusammenfassung der praktischen Erkenntnisse aus den Grossbrandversuchen

Aus diesen Versuchen gehen als wichtigste Erkenntnisse hervor:

- Der erreichte Temperaturanstieg (750 °C in ca. 5 min) reicht erfahrungsgemäß aus, um das Abplatzverhalten von Tunnelbetonen zu beurteilen. Das zeigen auch die einzelnen Ergebnisse aus den vier Versuchen. Der Temperaturanstieg liegt deutlich über der Normbrandkurve (ca. 550 °C nach 5 min) nach ÖNORM B 3800-2 bzw. ISO 834.
- Ein Vergleich der Ergebnisse zwischen Baustelle und Labor ergab, dass bei Einbau des Betons auf der Baustelle mit mindestens 0,5 kg/m<sup>3</sup> bzw. 25 Prozent mehr Fasern zu kalkulieren ist. Es hat sich gezeigt, dass die Faserverteilung unregelmäßiger ist als im Labor.
- Um das Abplatzen von Stahlbetonbauteilen der gegebenen Zusammensetzung bei auf ein vertretbares Maß hinsichtlich Reduktion der Tragfähigkeit zu beschränken, sind mindestens 2,0 kg/m<sup>3</sup> der verwendeten Faser unter den gegebenen Prüfbedingungen zu verwenden.

- Ist eine gleichmäßige Faserverteilung durch Prüfungen gewährleistet worden, so ist evtl. ein Fasergehalt von  $1,5 \text{ kg/m}^3$  ausreichend, da dies auch Vorteile in der Verarbeitung bringt.
- Durch das Einmischen von PP-Fasern wird die Wassereindringtiefe zwar leicht erhöht, jedoch praktisch ohne Relevanz (ca. 5mm/ kg Fasern).
- Pro kg PP-Fasern ( $l = 6 \text{ mm}$ ,  $\varnothing = 16 \mu\text{m}$ ) wird das Ausbreitmaß um ca. 5 cm reduziert.
- PP-Fasern beeinflussen die Konsistenz und damit auch das Verdichten durch Rütteln. Die Rüttelleistung sollte eventuell erhöht werden, dafür aber sollte man die Rüttelzeit verkürzen. Aus verarbeitungstechnischen Gründen wäre es demnach sinnvoll, den Fasergehalt so gering wie möglich bzw. nötig zu halten.
- Die Belastung hat keine nennenswerte Relevanz auf das Abplatzverhalten.
- Unter der Voraussetzung, dass es zu keinen bzw. lediglich minimalen partiellen Abplatzungen kommt, ist für die Einhaltung einer Temperaturobergrenze von  $300 \text{ }^\circ\text{C}$  nach 180 min eine Betondeckung von 10 cm (Planmaß) einzuhalten. Wird die Dauer der Brandbeanspruchung auf 120 Minuten reduziert, so ist eine Betondeckung von 7 cm ausreichend. Werden Reserven in der Statik berücksichtigt, so kann die Betondeckung entsprechend der Ausnutzung des Stahles reduziert werden.
- Die Herstellung von Stahlbetonbauteilen mit einer Betondeckung von lediglich 6 cm (Planmaß) scheint für den Einsatz auf der Baustelle als sehr bedenklich und ist, falls dafür in der Tragwerksberechnung nicht Sorge getragen wird, zu vermeiden.
- Aufgrund des enormen Temperaturgradienten am Beginn der Abkühlphase und aufgrund der Portlanditumwandlung kommt es zu einem Abfallen der oberflächlich thermisch geschädigten Betonschichte. Je nach Belastung und Betonzusammensetzung ergaben sich Tiefen zwischen 1,5 und 2,5 cm.
- Zur Messung der Temperaturen sind Laborversuche Proben 60/50/30 cm ausreichend und sinnvoll. Zur Beurteilung des Abplatzverhaltens ist es jedoch sinnvoll, Großversuche durchzuführen, da bei solchen Versuchen gleichzeitig die Verarbeitbarkeit und die ordnungsgemäße Faserverteilung überprüft werden kann.
- Durch die Zugabe von PP- Fasern wird die Verarbeitung mitunter empfindlich beeinflusst. Dies muss beim Mischen berücksichtigt werden (evtl. erhöhter Wassergehalt bzw. spez. Verflüssiger notwendig).

#### **11.4 Zusammenfassung der praktischen Erkenntnisse aus den Grossbrandversuchen mit Spritzbeton**

Aus diesem Versuch gehen als wichtigste Erkenntnisse hervor:

- Für Spritzbeton sind 2,0 kg PP-Fasern ausreichend, um das Abplatzen zu verhindern
- Veränderungen der Konsistenz während des Spritzens können zum Abfallen ganzer Betonschollen führen. Daher sollte man speziell bei solchen Betonen die Betonmischungen von Anfang an beibehalten.
- Während des Brandes entstehende thermische Risse gehen, aufgrund des sich gezeigten hervorragenden Verbundes zum Bestand, bis an die

Oberfläche. Damit ist ein Monitoring von tieferliegenden Betonrissen auch an der Oberfläche gewährleistet.

- Faser-Spritzbeton eignet sich zur Sanierung von vorhanden Tunnelinnenschalen als Vorsatzverschleisschicht und natürlich auch von evtl. brandgeschädigten Betonbauteilen.

## 12 ZUSAMMENFASSUNG

Die vorliegende Arbeit ist das Ergebnis eines Versuchs, das Temperaturverhalten von gebräuchlichen Hochleistungsbetonen mit unterschiedlichen Festigkeiten durch die Zugabe von Stahl- und/oder PP- Fasern für eine Verwendung in unterirdischen Verkehrsanlagen zu optimieren. Außer UHPC, der durch seine Festigkeit eine Sonderstellung einnimmt, waren dies der Hochfeste Beton (HPC), der Selbstverdichtende Beton (SCC), ein Tunnelspritzbeton für Sanier- und Adaptierarbeiten, und der Tunnelinnenschalenbeton. Für die Brandprüfungen wurden gebräuchliche Hochtemperaturkurven des Hoch- und Tiefbaues angewandt. Dazu wurden im ersten Teil dieser Arbeit vorweg kurz die Besonderheiten bei Tunnelbränden behandelt.

Aus vorliegenden Literaturerfahrungen, Voruntersuchungen und auch aus den hier dokumentierten Versuchen wurde eine Theorie über die Wirkungsweise von PP-Fasern (Permeationstheorie) im Hinblick auf das Abplatzverhalten von Hochleistungsbetonen bei intensiven Temperatureinwirkungen abgeleitet. Dabei wurde aufgezeigt, dass die positive Wirkung dieser Fasern nicht nur auf ihr Abschmelzen zurückgeführt werden kann. In ähnlicher Weise wurde die Wirkung von Stahlfasern unter Temperaturbeanspruchungen untersucht und eindeutig klargestellt, dass mit Stahlfasern das Abplatzen nicht verhindert werden kann. Es ist aber möglich, die Abplatztiefe mitunter zu reduzieren. Ein letzter wichtiger Punkt in diesem ersten Teil behandelt die Optimierung der PP-Fasergeometrie wobei sich herauskristallisierte, dass kürzere und dünnere Fasern wirksamer sind als längere und dickere. Das Abplatzen von UHPC- Betonen ist ein besonders schwieriger Punkt und lässt sich am Besten durch eine Kombination von PP-Fasern und einer Zugabe von Nanosilika anstelle des Mikrosilika verwirklichen.

Mit diesem Grundwissen wurden dann umfangreiche Versuche durchgeführt, die im zweiten Teil dieser Arbeit dokumentiert sind. Hierbei ging es vor allem darum, optimale Fasergehalte bei den einzelnen Betonen zu ermitteln und zwar derart, dass die Betone verarbeitbar sind und kein Abplatzen während eines Brandes auftritt.

Für sämtliche Betone wurden die, für eine statische Bemessung notwendigen, temperaturabhängigen Festigkeitswerte und der Einfluss bei unterschiedlichen Fasermengen ermittelt. Speziell der Hochfeste Beton wurde dahingehend erforscht und für eine Verwendung als Tunnelbeton entwickelt.

Letztlich wurde gewöhnlicher Innenschalenbeton (WDI), nach der Richtlinie Innenschalenbeton der ÖVBB, in der selben Weise untersucht und aufgezeigt, welche Mengen an PP- Fasern notwendig sind, um das Abplatzen zu verhindern und welche Konsequenzen sich dadurch für die Verarbeitung und der Wassereindringtiefe ergeben können.

Im Dritten und letzten Teil der Arbeit wurde von durchgeführten Grossbrandversuchen mit Tunnelinnenschalenbetonen berichtet. Diese dienten dazu, einen Vergleich zu bekommen, wie die Ergebnisse aus Laborversuchen mit jenen aus den Großbrandversuchen korrelieren. Es hat sich ergeben, dass das Abplatzverhalten bei Betonbauteilen, die praxisnahe hergestellt wurden (Grossversuche), gegenüber Betonbauteilen die im Labor hergestellt wurden nur dann übereinstimmt, wenn eine ordnungsgemäße Faserverteilung vorliegt. Das Temperaturverhalten ist beinahe ident. Abschließend werden hier Erkenntnisse aufgelistet, die dem Betontechnologen zur Abstimmung von Rezepturen behilflich sein sollen.

## 13 AUSBLICK

Im Rahmen dieser Arbeit wurde eine Reihe von zeitintensiven und teuren Versuchen durchgeführt, die teilweise von enormer praktischer Bedeutung sind. Im Hinblick auf die NÖT wird insbesondere in der Entwicklung geeigneter hochfester Betone (HPC) ein Ansatz gesehen, um die derzeitige Bauweise technisch und wirtschaftlich zu optimieren. Die Erhöhung der Leistungsfähigkeit der tragenden Betonschale kann schon bei geringen Querschnittsänderungen erheblichen Nutzen haben. Die Kombination hohe Festigkeit mit hoher Brandbeständigkeit erscheint in soweit ein innovatives und auch machbares Ziel.

Beton stellt aufgrund seiner Einzigartigkeit ein großes Problem bei der Beurteilung des Temperaturverhaltens dar. Kein Beton gleicht dem Anderen und deshalb ist es äußerst schwierig, exakte Aussagen zu treffen, ob ein Beton sozusagen abplatzsicher ist oder nicht. Die vielen Einflüsse auf das Abplatzverhalten machen dies beinahe unmöglich. In der Praxis bringt aber heute eine schnelle Entscheidung, welcher Beton für ein Bauwerk unter gegebenen Bedingungen zu verwenden ist mitunter einen entscheidenden Wettbewerbsvorteil. Voraussetzung ist natürlich immer die Gewährleistung, den geforderten Beton zu liefern bzw. einzubauen zu können.

Das Ziel kann es also letztlich nur sein, dem Auftragnehmer ein Instrument in die Hand zu geben, die ihm die Möglichkeit bietet, eine schnelle und sichere Lösung zu präsentieren.

An der Entwicklung von EDV- Programme wurde bzw. wird emsig gearbeitet. Allein das zeigt von der gewaltigen Komplexizität des Themas, dass bis zum heutigen Tage dafür kein brauchbares Modell vorliegt.

Mit dieser Arbeit ist ein weiterer nicht unwesentlicher Einflussfaktor hinzugekommen, da durch die Zugabe von Fasern primär die Permeabilität und die Festigkeit der Betone beeinflusst wird. Es bedarf keiner genauen Erklärung, dass diese beiden Parameter einen Beton ausmachen bzw. ganz wesentlich verändern können.

Diese Arbeit hat dazu beigetragen, aufzuzeigen, welche Permeabilität bei welcher Festigkeit notwendig ist, um Abplatzungen zu verhindern.

Die Umsetzung dieser Erkenntnisse in ein funktionierendes, mathematisches Modell wäre ein wunderbarer Ausblick in eine hoffentlich nicht allzu weiter Ferne.

Der Autor ist sich aber trotz der Unterstützung, die einem zukünftig mit EDV- Programmen geboten wird sicher, dass praktische Versuche, wie hier in dieser Arbeit, immer notwendig sein werden, um entweder die gewonnenen theoretischen Erkenntnisse zu bestätigen oder sie so zu etablieren, dass sie in der Praxis angewendet werden können.

## 14 LITERATURVERZEICHNIS

- [1] **Lamprecht, H.-O.:** Opus caementitium: Bautechnik der Römer. 3. Auflage, Beton-Verlag; Düsseldorf, 1987
- [2] **Schneider, U., König, G., Horvath, J., Dehn, F.:** Materialverhalten von ultrahochfesten Betonen (UHPC). Beton und Stahlbetonbau 96, 2001, Heft 7, S. 468-477. Verlag Ernst & Sohn, Berlin 2001.
- [3] **König, G., Nguyen, V., Zink, M.:** Hochleistungsbeton - Bemessung, Herstellung und Anwendung. Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2001
- [4] **Waubke, N.V.:** Über einen physikalischen Gesichtspunkt der Festigkeitsverluste von Portlandzementbetonen bei Temperaturen bis 1000 °C. Schriftenreihe des Sonderforschungsbereichs 148 der Deutschen Forschungsgemeinschaft, Heft 2, TU Braunschweig, 1973
- [5] **Schneider, U., Horvath, J.:** Abplatzen von Tunnelschalenbeton unter hohen Temperaturen. Zement und Beton, Heft 1/02, S. 10-14, Wien 2002.
- [6] **Gary, M.:** Brandproben an Eisenbetonplatten. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, Heft 11, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1911
- [7] **Gary, M.:** Brandproben an Eisenbetonplatten II. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, Heft 33, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1916
- [8] **Endell, K.:** Versuche über Längen- und Gefügeänderungen von Betonzuschlagstoffen und Zementmörteln unter Einwirkung von Temperaturen bis 1200 °C. Schriften des DAfStb, Heft 60, Verlag Ernst und Sohn, Berlin 1928/29
- [9] **Endell, K.:** Über die Einwirkung hoher Temperaturen auf erhärtetem Zement, Zuschlagstoff und Beton. Zement, S. 823-828, 1926
- [10] **Halstaed, P.E.:** Discussion of the effect of temperature on the compressive strength of concrete. Magazine of Concrete Research 9, Nr.25, London, 1954
- [11] **Malhotra, H.L.:** The effect of temperature on the compressive strength of concrete. Concrete Research Vol. 8, No.22, S. 85-94, 1956
- [12] **Seekamp, H.:** Brandversuche mit starkbewehrten Stahlbetonsäulen. Schriften des DAfStb, Heft 132, Verlag Ernst und Sohn, Berlin 1959
- [13] **Dougill, J.W.:** The effect of thermal incompatibility and shrinkage on the strength of concrete. Magazine of Concrete Research 13, S 119 – 126, 1961
- [14] **Mathieu, H.:** Das Verhalten von Beton zwischen 80 und 300 °C. S. 105-108, Betontechnische Berichte 1962
- [15] **Kordina, K.:** Das Verhalten von Betonwaren und Stahlbetonfertigteilen unter Feuerangriff. Schriften des DAfStb, Heft 162, Verlag Ernst und Sohn, Berlin 1964
- [16] **Weigler, H., Fischer, R., Dettling, H.:** Verhalten von Beton bei hohen Temperaturen. Schriften des DAfStb, Heft 164, Verlag Ernst und Sohn, Berlin 1964
- [17] **Kordina, K., Bornemann, P.:** Brandverhalten von Stahlbetonplatten. Schriften des DAfStb, Heft 181, Verlag Ernst und Sohn, Berlin 1966
- [18] **Seekamp, H., Becker, Wolfram, Stanke, J.:** Brandversuche an Stahlbetondecken. Schriften des DAfStb, Heft 197, Verlag Ernst und Sohn, Berlin 1967
- [19] **Schneider, U., Horvath, J.:** Behaviour of Ordinary Concrete at High Temperatures. Institutsheft 9. Institut für Baustofflehre, Bauphysik und Brandschutz, TU Wien, 2003

- [20] **Meyer-Ottens, C.:** Zur Frage der Abplatzungen an Betonbauteilen aus Normalbeton bei Brandbeanspruchung. Schriftenreihe des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Heft 23, Braunschweig, 1972
- [21] **Hilsdorf, H.:** Austrocknen und Schwinden von Beton, Stahlbetonbau 1969
- [22] **Schneider, U.:** Zur Kinetik festigkeitsmindernder Reaktionen im Beton, Dissertation, TU Braunschweig, 1973
- [23] **Schneider, U.; Diederichs, U.; Horvath, J.:** Institutsheft Nr. 7, Zum Abplatzverhalten von Hochleistungsbetonen unter Brandangriff, Institut für Baustofflehre, Bauphysik und Brandschutz, TU Wien, 2001
- [24] **Jaklin, H.:** Patentschrift EP 0 575 886 B1 bzw. DE 42 20 274 C2; Gegen Abplatzungen bei Brandbeanspruchung beständiger Beton oder Mörtel; 1992
- [25] **Hansen, Anders.:** Patentschrift EP 0 448 577 B1; 1989
- [26] **Schneider, U., Horvath, J.:** Sonderkapitel der Baustofflehre, Vorlesungsskriptum TU Wien, Institut für Baustofflehre, Bauphysik und Brandschutz, 2003 (in Vorbereitung, nicht veröffentlicht)
- [27] **Wetzig, V.:** Beton mit erhöhter Brandbeständigkeit, in: Schweizer Ingenieur und Architekt, 27. Oktober 2000, Nr. 4
- [28] **Teichmann, G.:** Fachbeitrag zum Thema „Brandschutz in Tunnelbauwerken und unterirdischen Verkehrsanlagen“, Fa. Promat, <http://www.promat-tunnel.com/S-78%20Tunnelprospekt.pdf>, 12/2002
- [29] **Schneider, U.:** Ingenieurmethoden im baulichen Brandschutz, Kontakt & Studium, Band 531, Renningen: Expert - Verlag, 2001
- [30] **Richtlinie HL-AG:** Entwerfen von Bahnanlagen, Hochleistungsstrecken. Anlage 4, Vorentwurf Stand 20.03.2002
- [31] **Schneider, U., Horvath, J.:** Prüfbericht vom 22.4.2002, Institut für Baustofflehre, Bauphysik und Brandschutz, TU Wien
- [32] **Brux, G.:** Beton mit erhöhter Brandbeständigkeit, in: Beton- und Stahlbetonbau 96, 2001, Heft 2
- [33] **Kordina, K.; Meyer-Ottens, R.:** Beton Brandschutz Handbuch 2. Auflage, Verlag Bau+Technik, Düsseldorf, 1999
- [34] **Diederichs, U.; Jumppanen, U.-M.; Schneider, U.:** High Temperature properties and spalling behaviour of high strength concrete, Contribution in „High performance concrete: materials and properties“, Aedification-Verlag, Freiburg, 1995
- [35] **Schneider, U., Horvath, J.:** Behaviour of Ordinary Concrete at High Temperatures. In: Report Int. Conf. Construction and Architecture, Part 2, Nat. Techn. Univ. Minsk, Minsk (Weißrussland), 2003.
- [36] **Krischner, H.:** Einführung in die Röntgenfeinstrukturanalyse, 4. Auflage, Vieweg, Braunschweig/Wiesbaden, 1991
- [37] **Kalifa, P., Chéné, G., Gallé, C.:** High Temperature behaviour of HPC with polypropylene fibres. Form spalling to microstructure. Cement and Concrete Research 31, P. 1487-1499, 2001
- [38] **Forschungsprojekt des FWF P16517-N07:** Transportprozesse im Beton bei hohen Temperaturen, Gemeinschaftsprojekt zwischen dem Institut für Festigkeitslehre und dem Institut für Baustofflehre, Bauphysik und Brandschutz der TU Wien, 2003
- [39] **Ahmed, G.N., Hurst, J.P.:** An Analytical Approach for investigating the Causes of Spalling of High Strength Concrete at Elevated Temperatures. International Journal of Fire and Materials 21, S. 161-168, 1997
- [40] **Anderberg, Y.:** Spalling Phenomena of HPC and OC. International Workshop on Fire Performance of High Strength Concrete, 1997

- [41] **Djamous, F.:** Thermische Zerstörung natürlicher Zuschlagstoffe im Beton. Schriftenreihe des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Heft 34, Braunschweig, 1977
- [42] **Hinrichsmeyer, K.:** Strukturorientierte Analyse und Modellbeschreibung der thermischen Schädigung von Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, Sonderforschungsbereich 148 der Deutschen Forschungsgemeinschaft, 1987
- [43] **Ehm, C.:** Versuche zur Festigkeit und Verformung von Beton unter zweiachsialer Beanspruchung und hohen Temperaturen. Dissertation, Braunschweig, 1986
- [44] **Bazant, Z.P.:** Analysis of Pore Pressure, Thermal Stress and Fracture in Rapidly Heated Concrete. Proceeding of the International Workshop on Fire Performance of High Strength Concrete, NIST, Gaithersburg, MD, February 13-14, 1997
- [45] **ACI:** American concrete Institute: Polymer modified concrete, 1978
- [46] **Budelmann, A.:** Zum Einfluss erhöhter Temperaturen auf Festigkeit und Verformung von Beton mit unterschiedlichen Feuchtegehalten, Dissertation, Fachbereich Bauingenieur- und Vermessungswesen, TT Braunschweig, 1987
- [47] **Odler, I., Abdul-Mauler, S., Zürz, A.:** Veränderung der Struktur und der Eigenschaften des Zementsteins infolge Einwirkung erhöhter Temperatur. Sonderforschungsbereich 148 – Brandverhalten von Bauteilen, Arbeitsbericht 1984-1986, TU Braunschweig
- [48] **Hinrichsmeyer, K.:** Strukturorientierte Analyse und Modellbeschreibung der thermischen Schädigung von Beton. Dissertation, Fachbereich Bauingenieur- und Vermessungswesen, TT Braunschweig, 1986
- [49] **Zürz, A.:** Untersuchungen über thermische Zersetzung hydratisierter Zementpasten und Betone unter Brandbedingungen. Dissertation, Fakultät für Bergbau, Hüttenwesen und Maschinenwesen, TU Clausthal, 1988
- [50] **Ali, F., Connor, D.O., Abu-Tair, A.:** Explosive Spalling of High Strength Concrete Columns in Fire. Magazine of Concrete Research Vol. 53, No. 3, P. 197-203, 2001
- [51] **Ali, F.:** Is High Strength Concrete More Susceptible to Explosive Spalling than Normal Strength Concrete in Fire? Fire and Materials 26, P. 127-130, 2002
- [52] **Arita, F., Harada, K., Miyamoto, K.:** Thermal Spalling of High Performance Concrete during Fire. Second International Workshop "Structure in Fire", Christchurch, 2002
- [53] **Consolazio, G.R., McVay, M.C., Rish, J.W.:** Measurements and prediction of Pore Pressure in Cement Mortar Subjected to Elevated Temperature. Proceeding of the International Workshop on Fire Performance of High Strength Concrete, NIST, Gaithersburg, MD, February 13-14, 1997
- [54] **Meyer-Ottens, C.:** Abplatzversuche an Prüfkörpern aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton bei verschiedenen Temperaturbeanspruchungen, Schriftenreihe Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 241, Ernst & Sohn Verlag, Berlin 1974
- [55] **Jeschar, R./ Kainer, H./ Specht, E.:** Der Einfluss carbonatischer Zuschläge auf das thermische Verhalten von Beton unter Brandbeanspruchung, Abschlußbericht zum Teilprojekt C2 des Sonderforschungsbereiches 148 „Brandverhalten von Bauteilen“ an der TU- Braunschweig, Braunschweig 1982

- [56] **Wischers, G.:** Einfluss einer Temperaturänderung auf die Festigkeit von Zementstein und Zementmörtel mit Zuschlagstoffen verschiedener Wärmedehnung. Dissertation, Fakultät für Bauwesen, Hochschule Aachen, 1961
- [57] **Kordina, K., Schneider, U.:** Über das Verhalten von Beton unter hohen Temperaturen, Betonwerk und Fertigteil-Technik, 41. Jahrgang, Heft 12, S. 572-582, Bauverlag GmbH Wiesbaden, 1975
- [58] **Schneider, U.:** Ein Beitrag zur Frage des Kriechens und der Relaxation von Beton unter hohen Temperaturen. Habilitationsschrift TU Braunschweig, 1979
- [59] **Schneider, U.:** Verhalten von Beton bei hohen Temperaturen. Querschnittsbericht, DAfStb Heft 337, Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin, 1982
- [60] **Schneider, U.:** Concrete at High Temperatures - A General Review. Fire Safety Journal 13, pp. 55-68, Elsevier Sequoia S.A., Lausanne, 1988
- [61] **Kalifa, P., Menneteau, F.-D., Quenard, D.:** Spalling and Pore Pressure in HPC at High Temperatures. Cement and Concrete Research 30, P. 1915-1927, 2000
- [62] **Kalifa, P., Chéné, G., Gallé, C.:** High Temperature behaviour of HPC with polypropylene fibres. Form spalling to microstructure. Cement and Concrete Research 31, P. 1487-1499, 2001
- [63] **Paliga, K.:** Entstehung und Vermeidung von Betonabplatzungen bei Tunnelbränden, Dissertation, Fachbereich Bauingenieurwesen, TU Braunschweig, 2003
- [64] **Nischer, P., Steigenberger J.:** FFF- Projekt "Erhöht Brandbeständiger Beton für Tunnelinnenschalen", Abschlussbericht, 2003
- [65] **Schneider, U., Horvath, J.:** Untersuchung der Wirkungsweise von Polypropylenhohlfasern und Polyethylenfasern auf das Abplatzverhalten von Tunnelinnenschalenbetonen unter Feuerbeanspruchung. Institut für Baustofflehre, Bauphysik und Brandschutz, TU Wien, 31.7.2002
- [66] **Schneider, U., Horvath, J.:** Untersuchung der Wirkungsweise von Gummigranulat (RELASTON®) auf das Abplatzverhalten von Beton unter Feuerbeanspruchung. Institut für Baustofflehre, Bauphysik und Brandschutz, TU Wien, 1.8.2002
- [67] **Thienel, K.C.:** Betontechnologie und mechanische Einflüsse auf Festigkeit und Verformung von Beton bei hoher Temperatur und biaxialer Belastung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Heft 104, 1993
- [68] **Meyer-Ottens, C.:** Über die Ursachen und Maßnahmen zur Verhinderung von Abplatzungen an Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen aus Normalbeton bei Brandbeanspruchung, Dissertation am Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau, TU- Braunschweig 1971
- [69] **Schneider, U., Horvath, J., Dietze, R.:** Brandverhalten von Tunnelauskleidungen aus Beton mit Faserzusatz, Zement und Beton, Heft 2/01, S. 19-21, Wien 2001.
- [70] **Schneider, U., König, G., Dehn, F., Horvath, J.:** Versuche zum Brandverhalten von Tunnelinnenschalenbeton mit Faserzusatz. Bautechnik 78, Heft 11/2001, S.795-804, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2001. Veröffentlicht auch als Sonderdruck;
- [71] **Schneider, U., Horvath, J.:** Abplatzen von Tunnelschalenbeton unter hohen Temperaturen. Zement und Beton, Heft 1/02, S. 10-14, Wien 2002
- [72] **Schneider, U., Horvath, J.:** Theoretical Consideration to Spalling Behaviour of Concrete for Tunnel Lining under High Temperature Exposure. XII. Mezinárodní symposium 16.-17. května 2002. Sanace Betonových Konstrukcí, S. 230-236, Brno, 2002

- [73] **Richtlinie Faserbeton:** Österreichische Vereinigung für Beton und Bautechnik, März 2002
- [74] **Kützing, L.:** Tragfähigkeitsermittlung stahlfaserverstärkter Betone. G.G. Teubner, Leipzig, 2000
- [75] **Kordina, K.:** Brandschutzforschung im Betonbau – Ergebnisse aus den letzten Jahren, Vorträge der DBV-Arbeitstagung „Forschung“ am 7. November 1996 in Wiesbaden, Deutscher Betonverein, Wiesbaden, 1996
- [76] **Schneider, U., Diederichs, U., Horvath, J.:** Verhalten von Ultrahochfesten Betonen (UHPC) unter Brandbeanspruchung. Beton- und Stahlbetonbau 98, 2003, Heft 7, S. 408-417, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2003.
- [77] **Feylessoufi, A., Crespin, M., Dion, P., Bergaya, F. Van Damme, H.:** Controlled Rate Thermal Treatment of Reactive Powder Concrete, Elversier Science Ltd., New York, P22-27, 1997
- [78] **Bornemann, R., Fehling, E.:** Ultrahochfester Beton - Entwicklung und Verhalten. 10. Leipziger Massivbau-Seminar, Universität Leipzig 2000
- [79] **Schneider, U., Horvath, J.:** Reactive Powder Concrete RPC – Entwicklung und Verhalten. Zement und Beton, 3/00, S. 8-13, Wien, 2000.
- [80] **Schneider, U., Horvath, J.:** Herstellung und Eigenschaften von Ultra-Hochleistungsbetonen. Institutsheft 8. Institut für Baustofflehre, Bauphysik und Brandschutz, TU Wien, 2003
- [81] **Interim Recommendations:** Ultra High Performance Fibre-Reinforced Concretes, AFGC, Lyon, 2002
- [82] **Castillo, C., and Durrani, A. J.:** Effect of transient high temperature on high-strength concrete. ACI Materials Journal (American Concrete Institute) v 87 n1, P. 47-53, Jan-Feb 1990
- [83] **Schneider, U., Horvath, J.:** Sonderkapitel der Baustofflehre. Wiener Baustofflehreblätter, Institut für Baustofflehre, Bauphysik und Brandschutz, 2003
- [84] **Persson, B.:** Self Compacting Concrete at Fire Temperatures. Division of Building Materials, Lund Institute of Technology, Lund, 2003
- [85] **Kollo, H.; Lang, E.:** „Massenbeton / Feuerbeton“, Verlag Bau +Technik, Düsseldorf, 2001
- [86] **Hammer, T.A.:** HIGH-STRENGTH CONCRETE PHASE 3, Compressive Strength and E-modulus at Elevated Temperatures. SP6 Fire Resistance, Report 6.1, SINTEF Structures and Concrete, STF70 A95023, February, 1995.
- [87] **Diederichs, U., Jumppanen, U.M., Penttala, V.:** Material Properties of High Strength Concrete at Elevated Temperatures. IABSE 13th Congress, Helsinki, June 1988.
- [88] **Felicetti, R., Gambarova, P.G., Rosati, G.P., Corsi, F., Giannuzzi, G.:** “Residual Mechanical Properties of High-Strength Concretes Subjected to High-Temperature Cycles,” Proceedings, 4th International Symposium on Utilization of High-Strength/High-Performance Concrete, Paris, France, pp.579-588, 1996,
- [89] **Richter, T.:** “Hochfester Beton – Hochleistungsbeton“, Verlag Bau+Technik, Düsseldorf, 1999
- [90] **Eberl, G.:** „Brand im Tauerntunnel – Bericht und Erkenntnisse“, Schriftenreihe Straßenforschung des Bundesministeriums für Verkehr, Innovation und Technologie, Heft 500, Wien, 2000
- [91] **Zodl, T.:** Entwicklung eines hochfesten Tunnelbetons mit erhöhter Brandbeständigkeit. Diplomarbeit am Institut für Baustofflehre, Bauphysik und Brandschutz, TU Wien, 2003

- [92] **Phan, L.T.:** Fire Performance of High-Strength Concrete: A report of the State-of-the-Art. Building and Fire Research Laboratory, NIST, Gaithersburg, 1996
- [93] **Richtlinie Innenschalenbeton:** Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik, Wien, 2003
- [94] **Schneider, U., Horvath, J.:** Untersuchung der Wirkungsweise von Polypropylenfasern auf das Abplatzverhalten von Tunnelinnenschalenbeton unter Feuerbeanspruchung, Institut für Baustofflehre, Bauphysik und Brandschutz, TU Wien, Dez. 2002
- [95] **Schneider, U., Horvath, J.:** Untersuchung der Wirkungsweise von Polypropylenfasern auf das Abplatzverhalten von Tunnelinnenschalenbeton unter Feuerbeanspruchung, Institut für Baustofflehre, Bauphysik und Brandschutz, TU Wien, 24.1.2003
- [96] **Schneider, U., Horvath, J.:** Untersuchung der Wirkungsweise von Polypropylenfasern auf das Abplatzverhalten von Tunnelinnenschalenbeton unter Feuerbeanspruchung, Institut für Baustofflehre, Bauphysik und Brandschutz, TU Wien, 25.1.2003
- [97] **Schneider, U., Horvath, J.:** Prüfung auf Resttragfähigkeit von Tunnelinnenschalenbeton mit und ohne PP- Fasern bei unterschiedlicher Temperaturbeanspruchung, Institut für Baustofflehre, Bauphysik und Brandschutz, TU Wien, 10.2.2003
- [98] **Hosser, D.; Richter, E.; Paliga, K.:** „Erfahrungen mit Bränden in Tunneln und Konsequenzen für den baulichen Brandschutz“, Betonbau in Forschung und Praxis, Verlag Bau+Technik, Düsseldorf, 1999
- [99] **Hosser, D., Richter, E., Paliga, K.:** Beurteilung von Tunnelkonstruktionen nach einem Brand. Betonbau-Forschung, Entwicklung und Anwendung, Festschrift zum 60. Geburtstag von Univ.Prof. Dr.-Ing. Falkner, Braunschweig, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz - Heft 142, S 143-150, 1999
- [100] **Schneider, U., Horvath, J.:** Untersuchung des Abplatzverhaltens von Spritzbeton unter Feuerbeanspruchung, Institut für Baustofflehre, Bauphysik und Brandschutz, TU Wien, 11.7.2003
- [101] **Schneider, U., Horvath, J.:** Durchführung von Brandversuchen an 4 Kalotten auf der Baustelle – Lainzertunnel LT 22, Institut für Baustofflehre, Bauphysik und Brandschutz, TU Wien, 28.4.2003
- [102] **Schneider, U., Horvath, J.:** Durchführung von Brandversuchen an einer Kalotte mit aufgebracht Spritzbeton auf der Baustelle – Lainzertunnel LT 22, Institut für Baustofflehre, Bauphysik und Brandschutz, TU Wien, 23.5.2003
- [103] **Pöhn, C., Fleck, W.:** Vorbericht über das Brandverhalten von Betontübbingen unter mechanischer Belastung und Brandbelastung. Magistrat der Stadt Wien, MA 39 – VFA, Juli 2002
- [104] **Lemke, E. (Hrsg.):** Handbuch Brandschutz (25. Erg. – Lfg.), Landsberg/Lech: Ecomed, 11/1994
- [105] **Schneider, U.:** Ingenieurmethoden im baulichen Brandschutz, Kontakt & Studium, Band 531, Renningen: Expert - Verlag, 2001
- [106] **Kraft, M.:** Seminarvortrag „Brandschutz in Systemen des unterirdischen Personennahverkehrs“, [http://www.privat.schlund.de/m/mar\\_kuss/hp\\_seminar.htm](http://www.privat.schlund.de/m/mar_kuss/hp_seminar.htm), 12/2002
- [107] **Kordina, K.:** Brandschutz in Strassentunneln, Technischer Bericht, Technische Universität Braunschweig, 2002
- [108] **Palig, K.; Schaab, A.:** Vermeidung zerstörender Betonabplatzungen bei Tunnelbränden, in: Bauingenieur, Juli/August 2002, Band 77

- [109] **Heriot Watt University:**  
<http://www.civ.hw.ac.uk/research/fire/tunnelGeometry.html>, 12/2002
- [110] **Heriot Watt University:**  
<http://www.civ.hw.ac.uk/research/fire/tunnel/bayes/bayes.html>, 12/2002
- [111] **Steinert, C.:** Brandverhalten von Tunnelauskleidungen aus Spritzbeton mit Faserzusatz, Bauingenieur Bd. 73, Nr. 1, Januar 1998

---

## LEBENS LAUF

### Persönliche Daten

Name: DI Johannes Maximilian Horvath  
geboren am: 18. April 1970 in Tamsweg/Salzburg  
Familienstand: ledig (Lebensgemeinschaft), 2 Töchter  
wohnhaft in: 1060 WIEN, Wallgasse 28/6, Tel.:01/596 19 07

### Werdegang

09/84 – 05/89 HTBL für Tiefbau, Pinkafeld  
10/89 – 06/90 Bundesheer - Sanitäter  
10/90 – 06/98 Bauingenieur an der TU Wien,  
Studienzweig - *Konstruktiver Ingenieurbau*

### Tätigkeiten nach dem Studium

07/98 – 06/00 Mitarbeiter bei Univ.Prof.DI.Dr.Viktor Stehno, Zivilingenieur, Wien  
12/99 - 06/00 Vertr.Ass. am Institut für Baustofflehre, Bauphysik und  
Brandschutz (Prof. Schneider)  
08/00 - Univ.Ass. am Institut für Baustofflehre, Bauphysik und  
Brandschutz

### Weitere Qualifikationen

Prüfung: Steinmetzmeister, Juni 2000  
Sprache: Englisch, verhandlungsfähig

### Mitgliedschaften

Richtlinie(ÖVBB)  
- Faserbeton  
- Erhöhter Brandschutz mit Beton für unterirdische Verkehrsbauwerke  
ÖNORM FNUA 010a  
DAfStb UA UHFB N 0031

### Veröffentlichungen

23 wissenschaftliche Veröffentlichungen  
16 Vorträge im In- und Ausland