

# Qualitätssicherung von Waschbetonoberflächen

Berichte der  
Bundesanstalt für Straßenwesen

Straßenbau Heft S 66

**bast**



# Qualitätssicherung von Waschbetonoberflächen

von

Rolf Breitenbücher  
Bou-Young Youn

Ruhr Universität Bochum,  
Lehrstuhl für Baustofftechnik

**Berichte der  
Bundesanstalt für Straßenwesen**

**Straßenbau Heft S 66**

**bast**

Die Bundesanstalt für Straßenwesen veröffentlicht ihre Arbeits- und Forschungsergebnisse in der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen**. Die Reihe besteht aus folgenden Unterreihen:

A - Allgemeines  
B - Brücken- und Ingenieurbau  
F - Fahrzeugtechnik  
M - Mensch und Sicherheit  
S - Straßenbau  
V - Verkehrstechnik

Es wird darauf hingewiesen, dass die unter dem Namen der Verfasser veröffentlichten Berichte nicht in jedem Fall die Ansicht des Herausgebers wiedergeben.

Nachdruck und photomechanische Wiedergabe, auch auszugsweise, nur mit Genehmigung der Bundesanstalt für Straßenwesen, Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit.

Die Hefte der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen** können direkt beim Wirtschaftsverlag NW, Verlag für neue Wissenschaft GmbH, Bgm.-Smidt-Str. 74-76, D-27568 Bremerhaven, Telefon: (04 71) 9 45 44 - 0, bezogen werden.

Über die Forschungsergebnisse und ihre Veröffentlichungen wird in Kurzform im Informationsdienst **Forschung kompakt** berichtet. Dieser Dienst wird kostenlos abgegeben; Interessenten wenden sich bitte an die Bundesanstalt für Straßenwesen, Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit.

## Impressum

**Bericht zum Forschungsprojekt FE 89/204/2008**  
Qualitätssicherung von Waschbetonoberflächen

**Projektbetreuung**  
Ulrike Stöckert

**Herausgeber**  
Bundesanstalt für Straßenwesen  
Brüderstraße 53, D-51427 Bergisch Gladbach  
Telefon: (0 22 04) 43 - 0  
Telefax: (0 22 04) 43 - 674

**Redaktion**  
Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit

**Druck und Verlag**  
Wirtschaftsverlag NW  
Verlag für neue Wissenschaft GmbH  
Postfach 10 11 10, D-27511 Bremerhaven  
Telefon: (04 71) 9 45 44 - 0  
Telefax: (04 71) 9 45 44 77  
Email: [vertrieb@nw-verlag.de](mailto:vertrieb@nw-verlag.de)  
Internet: [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de)

ISSN 0943-9323  
ISBN 978-3-86918-067-0

Bergisch Gladbach, November 2010

## Kurzfassung – Abstract

### Qualitätssicherung von Waschbetonoberflächen

Für eine frühzeitige Verkehrsfreigabe von Betonfahrbahndecken wird in der ZTV Beton-StB 07 eine Mindestbetondruckfestigkeit von 26 N/mm<sup>2</sup> gefordert. Insbesondere Betonfahrbahnen, die bei niedrigen Temperaturen hergestellt und bereits im jungen Alter durch Frost und Taumittel beansprucht werden, müssen einen ausreichend hohen Widerstand gegen Frost-Tausalz-Wechsel aufweisen. Vor diesem Hintergrund wurde im Rahmen dieses Forschungsprojektes die Dauerhaftigkeit von Waschbetonoberflächen bei Herstellung unter spätherbstlichen Klimabedingungen und bei frühzeitiger Verkehrsfreigabe unter Frost-Taumittel-Beanspruchung untersucht. Im Fokus auf die Waschbetonoberfläche wurden insbesondere die Einbettung der groben Gesteinskörnung in die Oberflächenmatrix mittels Oberflächenzugfestigkeitsprüfungen an befrosten und unbefrosten Proben sowie die Makrotextur vor und nach der Frost-Tausalz-Prüfung überprüft.

Dabei zeigten sich bei den beiden untersuchten Laborbetonen mit CEM I 42,5 R und CEM II/A-S 42,5 R nur geringfügige Unterschiede. Im Hinblick auf die CDF-Prüfungen wurden insbesondere bei den Serien, die bei 8 °C, 99 % rel. F. lagerten und mit einer Zieldruckfestigkeit von 32 N/mm<sup>2</sup> in die Frosttruhe eingelagert wurden, im Vergleich zu den beiden anderen Lagerungsbedingungen (8 °C, 85 % rel. F und 20 °C, 65 % rel. F.) mit geringeren Zieldruckfestigkeiten von 20 N/mm<sup>2</sup> und 26 N/mm<sup>2</sup> deutlich geringere Abwitterungen ermittelt. Die Serien mit 20 °C, 65 % rel. F. Lagerung verzeichneten demgegenüber den höchsten Materialverlust sowie einen signifikanteren Anstieg der relativen Feuchteaufnahme zu Beginn der CDF-Prüfung. Die kontinuierliche Zunahme des relativen dynamischen E-Moduls aller untersuchten Betone über die gesamte Prüfdauer ist auf die im Betonalter noch intensiv andauernde Hydratation zurückzuführen. Im Rahmen der Oberflächenzugfestigkeitsprüfungen wurden insbesondere bei den unbefrosten Proben in der Feuchtlagerung bei 8 °C, 99 % rel. F. die höchsten Oberflächenzugfestigkeiten ermittelt. Die Betone der Serien, die bei 20 °C, 65 % rel. F. lagerten, wiesen zu den jeweiligen Prüfzeitpunkten jeweils geringere Oberflächenzugfestigkeiten als die

feuchter gelagerten Betone auf. Während die Serien durch ihre Lagerung (8 °C, 85 % rel. F. sowie 99 % rel. F.) oberflächennah wassergesättigt waren, kam es bei den Serien mit 20 °C, 65 % rel. F. Lagerung zum Austrocknen der oberflächennahen Schicht. Allen untersuchten Betonproben konnten Kohäsionsbrüche sowohl in der Gesteinskörnung als auch in der Zementsteinmatrix zugeordnet werden. Allerdings lässt sich auch in den Fällen mit gerissenen Gesteinskörnern aufgrund der generell erzielten Oberflächenzugfestigkeiten (stets > 1,5 N/mm<sup>2</sup>) keine Beeinträchtigung der Dauerhaftigkeit (einschließlich der Korneinbettung) der Waschbetonoberfläche, die bei kühler und feuchter Witterung nur kurze Zeit er härten konnte und frühzeitig Frost-Tausalz-Beanspruchung ausgesetzt wurde, erkennen, solange die Festigkeit des Betons bei der ersten Frosteinwirkung größer als rd. 20 N/mm<sup>2</sup> ist.

Der Originalbericht enthält als Anhänge weitere Tabellen und Grafiken zu den Vor- und Hauptversuchen (Profilspitzenanzahl, mittlere Oberflächentexturtiefe, CDF-Test). Auf die Wiedergabe dieser Anhänge wurde in der vorliegenden Veröffentlichung verzichtet. Sie liegen bei der Bundesanstalt für Straßenwesen vor und sind dort einsehbar. Verweise auf die Anhänge im Berichtstext wurden zur Information des Lesers beibehalten.

### Quality assurance of exposed aggregate concrete surfaces

Before a newly cast concrete pavement can be opened up to traffic, a minimum concrete compressive strength of 26 MPa according to ZTV Beton-StB 07 is required. Especially concrete pavements which have been produced at low temperatures and stressed by freeze and de-icing salt at young age have to exhibit a sufficiently high freeze thaw and deicing salt resistance. The scope of this research project was on the durability of exposed aggregate concrete surfaces produced at late autumnal climatic conditions and opened up to traffic after a short period of time under freeze-thaw salt stress. With regard to the exposed aggregate concrete surface, it was predominantly the embedding of the coarse aggregates in the

concrete surface that was assayed by tests of tensile bond strength on frozen and unfrozen specimens as well as the macro-texture before and after the freeze-thaw salt attack.

Both investigated laboratory concretes with CEM I 42,5 R and CEM II/A-S 42,5 R showed only minor differences. With regard to the CDF-tests conspicuously marginal scaling was determined at the series which were stored at 8°C, 99% rel.H. and placed into the temperature controlled chest with a liquid cooling bath at a target compressive strength of 32 MPa, in comparison to the other two storage set ups (8°C, 85% rel.H. and 20°C, 65% rel.H.) at lower target compressive strengths of 20 MPa and 26 MPa. The series which were stored at 20°C, 65% rel.H. displayed the highest loss of scaled material as well as a significant increase in relative moisture absorption at the beginning of the CDF-test. The continuous increase of the relative dynamic elastic modulus of all investigated concretes over the entire test duration is attributed to the still intense hydration at that concrete age.

Within the scope of the tests of adhesive tensile strength, the highest adhesive tensile strengths were predominantly determined at the unfrozen specimens of a storage at 8°C, 99% rel.H.. The concretes of the series which were stored at 20°C, 65% rel.H. exhibited respectively lower adhesive tensile strengths than the more humidly stored concretes. Whereas the series water-saturated near to the surface due to their storing condition (8°C, 85% rel.H. and 99% rel.H.), the near-surface layers of the series which were stored at 20°C, 65% rel.H. nearly desiccated. Cohesion fractures both in the aggregates and in the cement stone matrix were observable in all test specimens.

However, also in the cases of cracked aggregates the durability (including the embedding of the aggregates) of the exposed aggregate concrete surface which could merely harden within a short time at nippy and humid weather and which were exposed to freeze thaw salt cycle at an early stage was not affected adversely due to the generally achieved adhesive tensile strengths (always >1,5 MPa), as long as the compressive strength of the concrete is higher than approximately 20 MPa at the initial action of frost.

The original report contains additional tables and figures related to the pretrials and main trials (number of profile tips, average surface texture

depth, CDF test) as appendices. These appendices have not been included in this publication. They are available from the Federal Highway Research Institute and may be viewed there. References to the appendices in the body of the report have been retained for the information of the reader.

## Inhalt

<b>1</b>	<b>Einleitung, Problemstellung und Zielsetzung</b> .....	<b>7</b>	<b>4</b>	<b>Versuchsergebnisse</b> .....	<b>19</b>
<b>2</b>	<b>Grundlagen und Stand der Technik</b> .....	<b>8</b>	4.1	Prüfung der Serien bei unterschiedlichen Lagerungen und gleicher Zieldruckfestigkeit (CDF-Test) .....	19
2.1	Beton .....	8	4.1.1	WaBe A4-II (8 °C, 85 % rel. F., 26 N/mm <sup>2</sup> ), WaBe A5-II (8 °C, 99 % rel. F., 26 N/mm <sup>2</sup> ), WaBe A8 (20 °C, 65 % rel. F., 26 N/mm <sup>2</sup> ) .....	19
2.1.1	Allgemeines .....	8	4.1.2	WaBe B5-II (8 °C, 85 % rel. F., 26 N/mm <sup>2</sup> ), WaBe B7 (8 °C, 99 % rel. F., 26 N/mm <sup>2</sup> ), WaBe B8 (20 °C, 65 % rel. F., 26 N/mm <sup>2</sup> ) .....	22
2.1.2	Hydratation .....	8	4.2	Prüfung der Serien bei unterschiedlichen Zieldruckfestigkeiten und gleicher Lagerung (CDF-Test) .....	24
2.1.3	Reife .....	9	4.2.1	WaBe A6 (8 °C, 99 % rel. F., 20 N/mm <sup>2</sup> ), WaBe A5-II (8 °C, 99 % rel. F., 26 N/mm <sup>2</sup> ), WaBe A7 (8 °C, 99 % rel. F., 32 N/mm <sup>2</sup> ) .....	24
2.1.4	Porenraum .....	9	4.2.2	WaBe B4 (8 °C, 99 % rel. F., 20 N/mm <sup>2</sup> ), WaBe B7 (8 °C, 99 % rel. F., 26 N/mm <sup>2</sup> ), WaBe B6 (8 °C, 99 % rel. F., 32 N/mm <sup>2</sup> ) .....	26
2.1.5	Porenwasser .....	10	4.3	Oberflächenzugfestigkeit und Beurteilung der Bruchflächen .....	29
2.1.6	Feuchtetransport .....	11	4.3.1	Prüfserie WaBe A .....	29
2.1.7	Frost- und Frost-Tausalz-Widerstand .....	12	4.3.2	Prüfserie WaBe B .....	30
2.1.8	Schadensmechanismen infolge Frost- und Frost-Tausalz-Bearbeitung .....	12	4.3.3	Bruchformen .....	31
2.2	Waschbeton .....	13	4.4	Mittlere Oberflächentexturtiefe .....	32
2.2.1	Allgemeines .....	13	<b>5</b>	<b>Zusammenfassung</b> .....	<b>33</b>
2.2.2	Betonzusammensetzung .....	14	<b>6</b>	<b>Resümee</b> .....	<b>34</b>
2.2.3	Einbau und Verarbeitung .....	14	<b>7</b>	<b>Literatur</b> .....	<b>34</b>
2.2.4	Frost-Taumittel-Bearbeitung .....	14			
2.2.5	Bewertung .....	15			
<b>3</b>	<b>Versuchsdurchführung</b> .....	<b>15</b>			
3.1	Betonzusammensetzung und Vorlagerung .....	15			
3.2	Herstellung und Lagerung der Betonprobekörper .....	16			
3.2.1	Vorversuche .....	16			
3.2.2	Hauptuntersuchungen .....	16			
3.3	Bestimmung des Frost-Tausalz-Widerstands (CDF-Test) .....	17			
3.4	Bestimmung der Oberflächenzugfestigkeit .....	19			
3.5	Bestimmung der mittleren Oberflächentexturtiefe .....	19			



## 1 Einleitung, Problemstellung und Zielsetzung

Fahrbahndecken aus Beton müssen während ihrer gesamten Nutzungsdauer eine ausreichend hohe Griffigkeit und ein günstiges Reifen/Fahrbahn-Geräusch aufweisen. Diese Eigenschaften können nur sichergestellt werden, wenn die Oberflächen-textur der Betonfahrbahn dauerhaft erhalten bleibt. Jedoch kann dieses Ziel unter ungünstigen Randbedingungen gefährdet werden, beispielsweise wenn Betonfahrbahnen aufgrund exponierter Lage schon frühzeitig hohen Umwelt- und Verkehrsbelastungen ausgesetzt sind. Dann kann das Gefüge im oberflächennahen Bereich erheblich beeinträchtigt und u. U. sogar zerstört werden. In Folge können sich die erwünschten mechanischen Eigenschaften nicht mehr voll entwickeln.

Mit Einführung der Waschbetonbauweise nach österreichischem Vorbild haben sich Fahrbahndecken mit Waschbetonoberfläche im Hinblick auf die oben genannten Eigenschaften günstiger erwiesen als die herkömmlichen Fahrbahndecken aus Beton. Daher wurde diese Bauweise mit dem Allgemeinen Rundschreiben Straßenbau (ARS) Nr. 5/2006 [3] als lärmindernde Standardbauweise anerkannt. Dabei wird die Waschbetonoberfläche durch gezieltes Entfernen des Oberflächenmörtels hergestellt. Die grundlegenden Anforderungen für die Herstellung einer Waschbetonoberfläche werden im ARS Nr. 14/2006 [2] zusammengefasst. Vor diesem Hintergrund wurden bereits einschlägige Untersuchungen im Rahmen des Forschungsprojektes 08.185/2005/LRB [40] zur Optimierung von Waschbetonoberflächen an der TU München durchgeführt. Dennoch fehlen weitere Erkenntnisse über die Dauerhaftigkeit von Waschbetonoberflächen, insbesondere bei frühzeitigen Beanspruchungen der Oberfläche.

In der ZTV Beton-StB 07 [58] wird für eine frühzeitige Verkehrsfreigabe von Betonfahrbahndecken eine Mindestbetondruckfestigkeit von 26 N/mm<sup>2</sup> gefordert. Damit soll eine ausreichende Festigkeit des Straßenbetons vor der Nutzung sichergestellt sein. Insbesondere Betonfahrbahnen, die bei niedrigen Temperaturen hergestellt und bereits im jungen Alter durch Frost und Taumittel beansprucht werden, müssen einen ausreichend hohen Widerstand gegen Frost-Tausalz-Wechsel aufweisen. Hierbei ist die weitgehende Wassersättigung der Kapillarporen des Betons, der bei kühler und

feuchter Witterung nicht weiter austrocknen kann, kritisch zu betrachten, da sich u. U. frühzeitige Frostschäden ergeben können. Im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit von jungen texturierten Straßenbetonen unter Frost-Taumittel-Beanspruchung konnte an der TU München im Rahmen des Forschungsprojektes 08.179/2004/LGB [38] ein ausreichend hoher Frost-Tausalz-Widerstand im jungen Alter ab einer Druckfestigkeit von 20 N/mm<sup>2</sup> nachgewiesen werden.

Ziel dieses Forschungsvorhabens war es, die Dauerhaftigkeit von Waschbetonoberflächen bei Herstellung unter unterschiedlichen Klimabedingungen, insbesondere unter Einbeziehung frühwinterlicher Witterungsverhältnisse und bei frühzeitiger Verkehrsfreigabe mit gleichzeitiger Frost-Taumittel-Beanspruchung zu untersuchen. Dazu wurden Waschbetonoberflächen bei verschiedenen Reifegraden Frost-Taumittel-Beanspruchungen ausgesetzt. Die Bewertung erfolgt mit Hilfe einer modifizierten CDF-Prüfung, 14 Frost-Tau-Wechsel und ohne eine 7-tägigen Vorsättigung durch kapillares Saugen, um eine frühe Frost-Taumittel-Beanspruchung einzuleiten. Des Weiteren wurden die Profilspitzen und anschließend die Haftzugfestigkeiten an befrosten und zeitgleich an unbefrosten Betonproben bestimmt, um die Dauerhaftigkeit der Einbettung der groben Gesteinskörnung in der Oberfläche zu untersuchen. Begleitend wurde die mittlere Oberflächentexturtiefe vor und nach der CDF-Prüfung bestimmt, um eine mögliche Änderung der Makrotextur zu erfassen.

Für eine ganzheitliche Analyse der Dauerhaftigkeit von Waschbetonoberflächen unter Frost-Taumittel-Beanspruchung wurden insbesondere die Ergebnisse der Untersuchungen unter der Lagerungsbedingung von 8 °C und 99 % rel. F. während der Erhärtung mit drei verschiedenen Zieldruckfestigkeiten zu Beginn der Prüfung (20, 26 und 32 N/mm<sup>2</sup>) herangezogen und mit den Ergebnissen der beiden anderen Lagerungsbedingungen (8 °C, 85 % rel. F. bzw. 20 °C, 65 % rel. F.) sowie einer Zieldruckfestigkeit von 26 N/mm<sup>2</sup> verglichen.

## 2 Grundlagen und Stand der Technik

### 2.1 Beton

#### 2.1.1 Allgemeines

Beton ist ein künstlicher Stein, der aus einem Konglomerat von Zement, Gesteinskörnern unterschiedlicher Größe und Wasser durch Erhärten des Zement-Wasser-Gemisches (Zementleim) entsteht. Zur Herstellung von Beton nach DIN EN 206-1 [19] bzw. DIN 1045-2 [12] sind üblicherweise Zemente nach DIN EN 197-1 [18] zu verwenden. Zement ist ein anorganisches, fein gemahlene, hydraulisch wirkendes Bindemittel für Beton und Mörtel. Nach der Zugabe von Wasser erhärtet der Zementleim, eine flüssige bis plastische Suspension, durch Hydratation sowohl an der Luft als auch unter Wasser zum Zementstein. Wesentlicher Hauptbestandteil der Normalzemente ist Portlandzementklinker. Die oxidischen Hauptbestandteile des Klinkers bilden die Hauptklinkerphasen [25, 57]. Gesteinskörnungen werden nach natürlichen und künstlichen Gesteinskörnungen unterschieden. Die Körner können gebrochen oder ungebrochen in abgestuften Korngrößen verwendet werden [17]. Als Zugabewasser wird i. d. R. normales Leitungswasser beim Mischvorgang zudosiert. Durch Zugabe von Betonzusatzmitteln wie Fließmittel, Luftporenbildner oder Verzögerer sowie Betonzusatzstoffen wie Flugasche im teilweisen Austausch für den Zement können bestimmte Frischbeton- bzw. Festbetoneigenschaften erzielt werden.

Zahlreiche Informationen über die Ausgangsstoffe und wesentlichen Erhärtungsprozesse können der Literatur entnommen werden [29, 5, 25].

#### 2.1.2 Hydratation

Unter dem Begriff Hydratation versteht man den Erhärtungsprozess durch chemische Reaktion von

Wasser und Zement. Dabei reagieren die Klinkerphasen des Zementes mit dem Zugabewasser und bilden die wasserhaltigen Verbindungen, die so genannten Hydratphasen. Diese bewirken das Ansteifen, Erstarren bis hin zum Erhärten des Betons.

Das Erstarren beruht vor allem auf der Reaktion von Tricalciumaluminat und Calciumsulfat, während das Erhärten auf die hydratisierenden Calciumsilicate zurückzuführen ist.

Eine Übersicht über die wesentlichen Erhärtungseigenschaften und Massenanteile der Hauptklinkerphasen ist in Tabelle 1 zusammengestellt.

Der Ablauf und die Dauer der Hydratphasen hängen maßgeblich vom Zement (chemische Zusammensetzung, Mahlfineinheit, Gehalt), w/z-Wert, Betonzusatzstoff/-mittel sowie von der Erhärtungstemperatur ab. Entsprechend wird während der Erhärtung durch die chemische Reaktion der Klinkerphasen mit dem Zugabewasser eine niedrige oder hohe Hydratationswärme freigesetzt. Die Hydratation wird in drei Phasen eingeteilt.

In der ersten Phase unmittelbar nach dem Kontakt des Zugabewassers mit Tricalciumaluminat  $C_3A$  entsteht Calciumhydroxid  $Ca(OH)_2$ . Überdies gehen Calciumsulfate und Alkalisulfate in Lösung und reagieren mit  $C_3A$  zu Ettringit. Bedingt durch ihre nadelförmige Struktur kommt es bereits zum Ansteifen des Frischbetons. Jedoch besitzt der Beton noch keine nennenswerte Festigkeit.

In der zweiten Phase bleiben die Ettringitkristalle nahezu unverändert, während sich die ersten, sehr feinen Calciumsilicathydratkristalle bilden. Diese sogenannten CSH-Phasen besitzen eine spitznadelige, faserförmige Morphologie, die die wassergefüllten Räume zwischen den Zementpartikeln ausfüllen und ein festes Gefüge aufbauen. Folglich sind sie für die Festigkeitsentwicklung des Betons verantwortlich.

Mineral	Formel	Kurzform	Eigenschaften	Gehalt [%]
Tricalciumsilicat (Alit)	$3CaO \cdot SiO_2$	$C_3S$	schnelle Erhärtung; hohe Hydratationswärme; hohe Festigkeit	40 – 80
Dicalciumsilicat (Belit)	$2CaO \cdot SiO_2$	$C_2S$	langsame, stetige Erhärtung; niedrige Hydratationswärme	2 – 30
Tricalciumaluminat (Aluminat)	$3CaO \cdot Al_2O_3$	$C_3A$	schnelle Reaktion mit $H_2O$ ; hohe Hydratationswärme; geringe Festigkeit; anfällig gegen Sulfatwässer	3 – 15
Calciumaluminatferrit (Aluminatferrit)	$4CaO \cdot Al_2O_3 \cdot Fe_2O_3$	$C_2(A,F)$	langsame und geringe Erhärtung; widerstandsfähig gegen Sulfatwässer	4 – 15

Tab. 1: Hauptklinkerphasen, ihre Eigenschaften und Massenanteile [24]

Mit Beginn der dritten Phase nach etwa 24 Stunden bilden sich die Calciumsilicathydratkristalle weiter aus. Die daraus entstehenden kurzfasrigen CSH-Phasen verdichten das Gefüge immer stärker und ermöglichen durch eine optimale Verzahnung der Zementpartikel eine sehr gute Festigkeitsbildung des Zementsteins. Mit zunehmender Verfestigung bzw. zunehmendem Hydratationsgrad nimmt die Hydratationsrate (Hydratationsgeschwindigkeit und die Hydratationswärme) kontinuierlich ab. Dies beruht auf den immer länger werdenden Transportwegen des freien Wasser zum unhydratisierten Zement zur Bildung neuer Hydratationsprodukte aufgrund der bereits gebildeten Hydratationsprodukte. Daher läuft die Phase so lange, bis entweder kein unhydratisierter Zement oder kein Wasser mehr vorhanden ist.

Zusammenfassend beruht die Festigkeitsbildung auf der Reaktion des Tricalciumsilicats  $C_3S$  und des Dicalciumsilicats  $C_2S$ . Tricalciumaluminat  $C_3A$  und Calciumaluminatferrit  $C_2(A,F)$  tragen weniger zur Festigkeitsbildung bei. Ihre Reaktion wird maßgeblich vom vorhandenen Sulfatangebot beeinflusst [14].

### 2.1.3 Reife

Wie bereits dargelegt, hängt der Hydratationsablauf von mehreren Einflussfaktoren ab. Unter anderem führen erhöhte bzw. niedrige Temperaturen zu einer Beschleunigung bzw. Verlangsamung der Hydratation. Bei Temperaturen um  $0\text{ °C}$  kommt es zu einer Stagnation oder sogar zum Stillstand der Hydratation. Für den Stand des Hydratationsgrades bei unterschiedlichen Umweltbedingungen wird dabei nicht die bisher erfolgte Hydratationsdauer, das tatsächliche Alter des Betons, betrachtet, sondern das so genannte wirksame Alter.

Das wirksame Alter kann durch eine Reifefunktion beschrieben werden. Betone mit vergleichbaren Ausgangsstoffen und Zusammensetzungen weisen bei gleicher Reife auch annähernd gleiche Druckfestigkeiten auf. Zum Erreichen einer bestimmten Reife kann mit Hilfe des wirksamen Alters die Hydratationsdauer bei unterschiedlichen Erhärtungsbedingungen im Vergleich zu einem üblicherweise bei  $20\text{ °C}$  hydratisierenden Zement ermittelt werden.

Die Reifeformel nach SAUL ist die bekannteste Reifefunktion:

$$R = \sum (\vartheta_i + 10) \cdot \Delta t \quad [\text{°C} \cdot \text{h}] \quad \text{Gleichung 1}$$

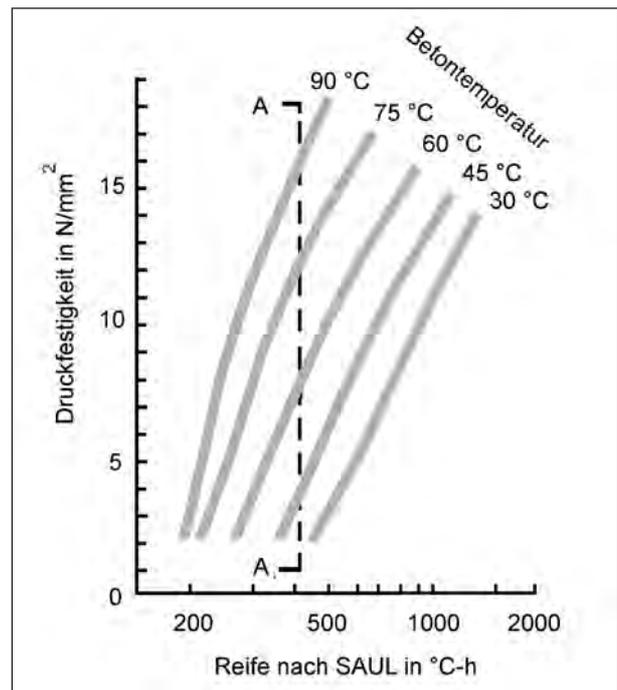


Bild 1: Zusammenhang zwischen Druckfestigkeit und Reife nach SAUL [25]

R: Reife nach SAUL [ $\text{°C} \cdot \text{h}$ ]

$\vartheta_i$ : mittlere Betontemperatur [ $\text{°C}$ ]

$\Delta t$ : Zeitabschnitt [h]

Dabei wird davon ausgegangen, dass die Festigkeitsentwicklung bis zu einer Temperatur von  $-10\text{ °C}$  annähernd linear mit der Reife zunimmt, und zwar unabhängig von der Zementart und von der Reife. Bild 1 zeigt den Zusammenhang zwischen Druckfestigkeit und Reife nach SAUL.

### 2.1.4 Porenraum

Das Betongefüge bildet ein poröses System, welches aus dem Zementsteinporenraum, den Verdichtungsporen und ggf. künstlich eingeführten Luftporen besteht. Mit steigendem Porenraum nimmt die Dichtigkeit des Betons ab, wobei sich gleichzeitig auch die mechanischen Eigenschaften verschlechtern. Der Zementsteinporenraum wird durch die Hydratationsprodukte und in Abhängigkeit von dem w/z-Wert durch die unhydratisierten Zementbestandteile bestimmt. Je höher der Hydratationsgrad, desto kleiner ist bei gleichem w/z-Wert der Zementsteinporenraum. Der nicht ausgefüllte Raum beinhaltet Poren verschiedener Art und Größe, die wesentlich durch den w/z-Wert beeinflusst werden. Der Porenraum- und -durchmesser vergrößern sich mit steigendem Wassergehalt. Im

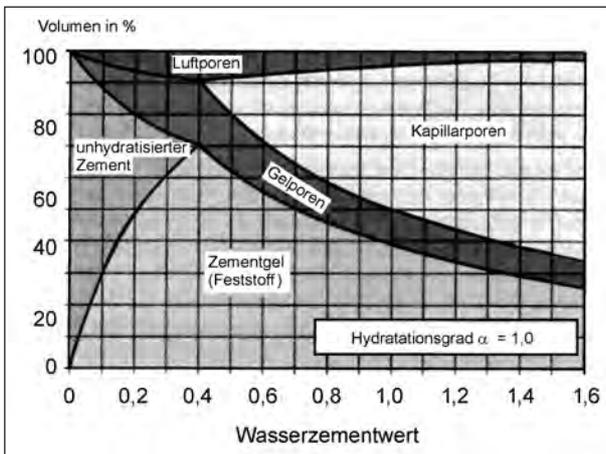
Hinblick auf die Porengröße werden folgende Porenarten unterschieden [49].

Gelporen (1 bis 10 nm) werden durch die Art und den Hydratationsgrad des Zementes während der Gelbildung bestimmt. Sie befinden sich als feinste Poren zwischen den Hydraten. Mit sinkendem Porenradius werden Oberflächenkräfte wirksam. Gelporen sind mit Porenlösung gefüllt und sind für Gase und Flüssigkeiten praktisch undurchlässig.

Kapillarporen (10 nm bis 100 µm) werden vom Überschusswasser bestimmt und verbleiben nach dem Verdunsten des freien Wassers im Zementstein. Sie können von außen durch kapillares Saugen Feuchte aufnehmen und auch wiederum in normalen Trocknungsprozessen abgeben. Mit zunehmendem w/z-Wert > 0,4 steigen die Anzahl und Größe der Kapillarporen, die später die Transportvorgänge im Zementstein bilden, erheblich an. Wird der w/z-Wert von 0,4 unterschritten, so sind theoretisch keine Kapillarporen vorhanden.

Künstlich eingeführte Luftporen (1 µm bis 1 mm) werden bei der Betonherstellung durch die Zugabe von luftporenbildenden Zusatzmitteln in den Frischbeton eingeführt und verbleiben auch nach dem Verdichten größtenteils im System. Sie dienen in erster Linie zur Verbesserung des Frost-Tausalz-Widerstandes.

Verdichtungsporen (> 1 mm) entstehen auch bei baupraktisch vollständiger Verdichtung des Frischbetons. Ihr Anteil beläuft sich auf rd. 0,5 bis 2,0 Vol.-%. Sie kommen in unregelmäßiger Form von kleinen Bläschen, die an den festen Bestandteilen haften, oder in Form größerer Luft einschlüsse vor. Durch einen überhöhten Anteil an Verdich-



**Bild 2:** Zusammensetzung des Zementsteinvolumens in Abhängigkeit vom w/z-Wert [25]

tungsporen wird vor allem die Druckfestigkeit beeinträchtigt.

Die Porengröße kann anhand des von SETZER eingeführten hydraulischen Radius  $R_H$  unabhängig von der Porenform beurteilt werden. Dieser wird als Quotient des Porenvolumens zu Porenoberfläche definiert:

$$R_H = \frac{V_{Pore}}{A_{Pore}} = \frac{r}{2} \quad [\text{mm}] \quad \text{Gleichung 2}$$

$R_H$ : hydraulischer Radius [mm]

$V_{Pore}$ : Porenvolumen [mm<sup>3</sup>]

$A_{Pore}$ : Porenoberfläche [mm<sup>2</sup>]

### 2.1.5 Porenwasser

Für eine vollständige Hydratation von Zement reicht ein w/z-Wert von rd. 0,40 aus. Im Verlauf der Hydratation werden von diesen 40 M.-% Wasser (bezogen auf den Zementgehalt) 25 % chemisch in den Hydratphasen gebunden und 15 % physikalisch in den Gelporen festgehalten. Dieses Gelporenwasser ist für eine vollständige Hydratation unabdingbar. Mit steigendem Wassergehalt herrscht Wasserüberschuss im System und führt zur Bildung von Kapillarporen. Nach POWERS werden drei verschiedene Wasserarten unterschieden [36]:

Kristallwasser wird auch als chemisch gebundenes Wasser bezeichnet und wird im Laufe der Hydratation in den Hydratphasen eingebunden.

Gelwasser ist das physikalisch gebundene Wasser, welches infolge von Oberflächenkräften an den Gelporen haftet.

Kapillarwasser wird infolge kapillarer Kräfte in den Kapillarporen gehalten und befindet sich jenseits der Oberflächenkräfte des Feststoffs.

Die Eigenschaften des Porenwassers beruhen auf der Porenstruktur und unterscheiden sich von den Eigenschaften des freien Wassers. Die Oberflächenkräfte sind für das anormale Gefrierverhalten des Porenwassers verantwortlich. Der Gefrierpunkt des Porenwassers fällt mit abnehmender Porengröße auf bis zu -60 °C herab. Die unterschiedlichen Gefrierpunkte und die unterschiedliche thermische Ausdehnung zwischen Wasser und Eis führen zu beachtlichen Wasserbewegungen während des Gefriervorgangs. Tabelle 2 stellt eine

Typ	hydraulischer Radius $R_H$	Gefrierverhalten des Porenwassers	Art des Porenwassers
Grobporen	$> 1 \text{ mm}$	-	leer
Makrokapillarporen	$1 \text{ mm} > R_H > 30 \text{ }\mu\text{m}$	gefrierbar von $0 \text{ }^\circ\text{C}$ bis $-20 \text{ }^\circ\text{C}$	freies, makroskopisches Wasser; hohe Beweglichkeit; geringe Steighöhe; saugend, sofort befüllbar
Mesokapillarporen	$30 \text{ }\mu\text{m} > R_H > 1 \text{ }\mu\text{m}$	gefrierbar von $0 \text{ }^\circ\text{C}$ bis $-20 \text{ }^\circ\text{C}$	freies, makroskopisches Wasser; enorme Steighöhe in wenigen Tagen; saugend; in Minuten bis Wochen befüllbar
Mikrokapillarporen	$1 \text{ }\mu\text{m} > R_H > 30 \text{ nm}$ ( $> 0,03 \text{ }\mu\text{m}$ )	gefrierbar von $0 \text{ }^\circ\text{C}$ bis $-20 \text{ }^\circ\text{C}$	freies, makroskopisches Wasser; durch kapillares Saugen nicht vollständig befüllbar $\rightarrow$ kein makroskopisches Gleichgewicht
Mesogelporen	$30 \text{ nm} > R_H > 1 \text{ nm}$	gefrierbar zwischen $-23 \text{ }^\circ\text{C}$ und $-40 \text{ }^\circ\text{C}$	vorstrukturiertes Wasser, durch Kondensation bei rel. F. 50 % bis 98 % befüllbar $\rightarrow$ Übergang vom freien makroskopischen Verhalten zur Oberflächenphysik
Mikrogelporen	$1 \text{ nm} > R_H > 0,03 \text{ nm}$	unter normalen Bedingungen nicht gefrierbar, erst bei noch weit tieferen Temperaturen	strukturiertes Wasser, befüllbar durch Sorption bei rel. F. $< 50 \text{ } \%$ $\rightarrow$ Oberflächenphysik

Tab. 2: Einteilung von Poren und Porenwasser

Übersicht der unterschiedlichen Porenwasserarten in Abhängigkeit von der Porengröße nach SETZER zusammen [35, 43, 56].

### 2.1.6 Feuchtetransport

Die Feuchtigkeit im Beton kann aufgrund eines hygri-schen Ungleichgewichts auf verschiedene Weise transportiert und gespeichert werden. Letzteres erfolgt durch Adsorption, Kapillarkondensation und chemische Bindung. Der Feuchtetransport hängt von der Porengröße und Struktur ab und kann durch Diffusion, Permeation und Kapillarleitung geschehen.

Diffusion ist der Transport von Gasen und Flüssigkeiten infolge einer Konzentrationsdifferenz.

Permeation ist der Transport von Flüssigkeiten aufgrund äußerer Druckunterschiede.

Kapillarleitung ist der Transport von Flüssigkeiten infolge von Kapillarkräften, die durch die Oberflächenspannung von Wasser in engen Poren entstehen. Der Kapillarleitung wird das Modell einer zylindrischen Kapillare mit dem Innenradius  $r_{Zyl}$  und dem Randwinkel  $\Theta$  sowie der Oberflächenspannung des Wassers  $\gamma_w$  zu Grunde gelegt.

Nach dem LAPLACEschen Satz wird der Kapillardruck einer vertikalen Zylinderkapillare folgendermaßen bestimmt:

$$p_K = \frac{2\gamma_w \cdot \cos \Theta}{r_{Zyl}} \quad [\text{N/mm}^2] \quad \text{Gleichung 3}$$

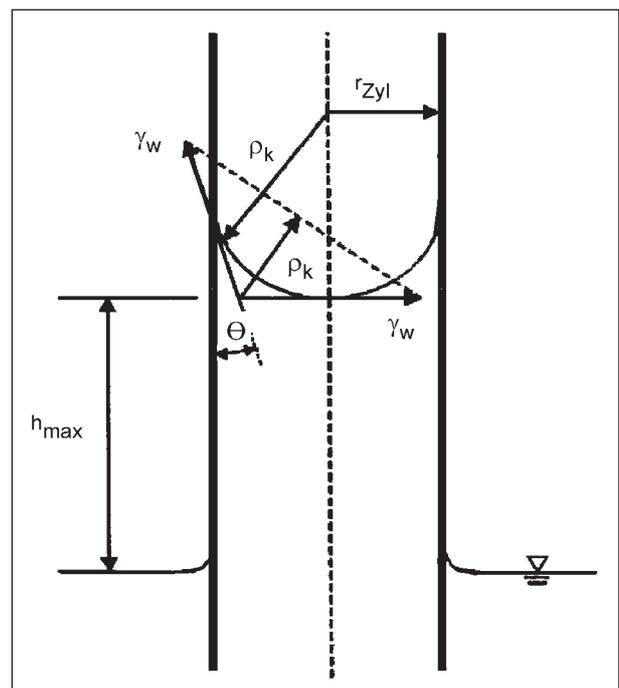


Bild 3: Kapillare Leitung einer zylindrischen Kapillare [27]

$p_K$ : Kapillardruck  $[\text{N/mm}^2]$

$\gamma_w$ : Oberflächenspannung des Wassers  $[\text{N/m}]$

$\Theta$ : Randwinkel  $[\text{ }^\circ]$

$r_{Zyl}$ : Kapillarradius  $[\text{mm}]$

Die kapillare Steighöhe nimmt mit abnehmender Geschwindigkeit zu. Sobald sich ein Gleichgewicht zwischen der kapillaren Saugkraft und der Gewichtskraft einstellt, erreicht das Wasser die maximale Steighöhe. Die maximale Eindringtiefe infolge

kapillaren Saugens wird durch die Bauteiltiefe begrenzt. Mit Erreichen der maximalen Steighöhe saugt der Beton lediglich die Menge an Wasser nach, die von der Oberfläche verdunsten kann [46].

**2.1.7 Frost- und Frost-Tausalz-Widerstand**

Ein hoher Frost- und Frost-Tausalz-Widerstand setzt einen dichten Beton voraus. Bei häufigen und intensiven Frost-Tau-Wechseln, insbesondere bei gleichzeitiger Einwirkung von Taumitteln, sind in Abhängigkeit von der Betonart und Betongüte unterschiedlich stark ausgeprägte äußere und innere Schädigungen zu erwarten. Die äußere Schädigung kennzeichnet sich in Form von langsamem Abwittern des Oberflächenmörtels an der Betonoberfläche. Bei gleichzeitiger Einwirkung von Taumitteln bei nicht ausreichend widerstandsfähiger Betonmatrix wird die Oberflächenabwitterung in Form von großflächigen Ablösungen oder sogar Abplatzung intensiviert [50]. Im Gegensatz zur äußeren Schädigung entstehen bei der inneren Schädigung Mikrorisse im Betongefüge. Die daraus resultierende Volumenvergrößerung bzw. bleibende Frostdehnung führt zum Festigkeitsverlust und schließlich zum Versagen des Bauteils. Zur Bestimmung des Frost- und Frost-Tausalz-Widerstandes von Betonen werden im Labor die Prüfverfahren CIF (**C**apillary suction, **I**nternal damage and **F**reeze-Thaw-test) und CDF (**C**apillary suction, **D**eicing chemicals and **F**reeze-Thaw-test) durchgeführt [44]. Die während der Frost- und Frost-Tausalz-Belastung entstehenden Schadensmechanismen sind maßgeblich auf die Porenraumbildung und auf den Sättigungsgrad des Betons zurückzuführen.

Dabei weisen Betone mit einem niedrigen w/z-Wert und der damit verbundenen niedrigen Kapillarporosität einen höheren Frost- und Frost-Tausalz-Widerstand auf [4, 43]. Grundsätzlich werden zwei komplexe Schadensmechanismen für die Schädigung des Betongefüges unterschieden.

**2.1.8 Schadensmechanismen infolge Frost- und Frost-Tausalz-Beanspruchung**

Der Frostschaden beim durchfeuchteten Beton kann sowohl als Oberflächenschädigung als auch eine Zerstörung der Betonmatrix auftreten. Durch verschiedene Transport- und Gefriervorgänge könnten jedoch Spannungen entstehen, die bei Überschreitung der Zugfestigkeit des Betons zu einer Schädigung führen. Anhand unterschiedlicher Porengrößenverteilung lassen sich die verschiedenen Schadensmechanismen in makro-, semimakro- und mikroskopische Modelle unterteilen [33].

Grundsätzlich werden jedoch zwei Schadensmechanismen, die makroskopischen und die mikroskopischen Spannungen, differenziert.

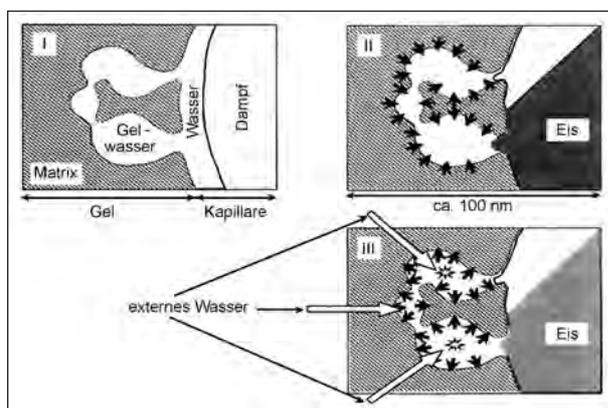
Makroskopische Spannungen entstehen durch Temperatur- und Konzentrationsdifferenzen im Betongefüge. Das in den Poren befindliche Eis besitzt einen größeren Temperaturexpansionskoeffizienten als die umgebende Zementsteinsmatrix. Aufgrund ihrer unterschiedlichen Ausdehnungsfähigkeit bei einer Temperatureinwirkung werden kritische Spannungen im Gefüge aufgebaut. Durch den Einsatz von Taumitteln verstärkt sich der Frost-Tausalz-Angriff in der oberflächennahen Schicht. Hierbei wird als Schadensursache das Modell des

Schadensmechanismen	Schadensursache/Modell
makroskopische Modelle	unterschiedliche Temperaturdehnungskoeffizienten von Zement, Gesteinskörnung und Eis Temperatursturz Konzentrationsunterschiede bei Tausalzeinsatz – „layerwise freezing“ Temperaturgradient infolge Tausalze
semimakroskopische Modelle	Volumenausdehnung infolge Eisbildung Unterkühlung und damit verbundene spontane Ausdehnung
mikroskopische Modelle und Transportphänomene	„Closed container“-Modell hydraulischer Druck osmotischer Druck kapillarer Effekt Oberflächeneffekte an gekrümmten Phasengrenzflächen Wassertransport durch Potenzialunterschiede und daraus resultierende Schwindspannungen thermodynamisches Modell
makro- und mikroskopische Transportmechanismen	<b>Mikroeislinienmodell und künstliche Sättigung</b>
chemische Modelle	Ettringitbildung

Tab. 3: Schadensmechanismen infolge Frost- und Frost-Tausalz-Belastung [33]

„Schichtweisen Gefrierens“ herangezogen [48]. Mit Bauteiltiefe nimmt die Konzentration der eindringenden Chloride ab. Wird das Bauteil befroren, so gefriert das Wasser in der wasserreichen, kälteren Bauteiloberfläche. Gleichzeitig beginnt die Eisbildung in den tieferen Schichten. Zuletzt gefriert die dazwischen liegende Schicht mit einer höheren Chloridkonzentration bei weiterer Temperaturabsenkung. Als Folge entstehen innere Spannungen, die in dieser Ebene nicht mehr abgebaut werden können. Als Druckausgleich wird die äußerste Schicht des Betons in Form von Abwitterungen abgesprengt.

Mikroskopische Schadensmechanismen sind auf die 9%-ige Volumenvergrößerung, die durch den Phasenübergang des Wassers zu Eis verursacht wird, zurückzuführen. Das Wasser wird durch die Eisbildung verdrängt, kann jedoch nicht ausweichen. Als Folge entsteht ein Innendruck, der bei Überschreitung der Zugfestigkeit des Betons zur Mikrorissbildung und zur Schädigung des Gefüges führt. Dieser durch die behinderte Expansion entstehende Innendruck bezeichnet POWERS als hydraulischen Druck. Dabei hängt die Größe von der Weglänge des verdrängten Wassers zum Expansionsraum, von der Kristallisationsgeschwindigkeit des Eises sowie von der Abkühlgeschwindigkeit und der Menge des gefrierbaren Wassers ab. Während des Gefriervorgangs ist der so genannte kapillare Effekt für den Transport des Wassers aus den kleinen Poren zu den bereits bestehenden Eislinsen in den großen Poren bedingt durch ein thermodynamisches Ungleichgewicht verantwortlich. Dies beruht auf der wesentlich niedrigeren Gefriertemperatur des Gelwassers infolge des kleineren Durchmessers als in den größeren Poren. Durch die neue Eisbildung steigt der Druck auf die Porenwand. Die



**Bild 4:** Schematische Darstellung des Eislinsenmodells nach SETZER

Entleerung der Gelporen führt darüber hinaus zu Schwindspannungen in der Zementsteinmatrix.

Unter Berücksichtigung des thermodynamischen Ungleichgewichts und einer nicht unendlich starren Matrix entwickelte SETZER das Modell der Mikroislinsenpumpe und der Mikroislinsenpumpe, welches das Gefrierverhalten von Porenwasser beschreibt.

Während der Abkühlphase entweicht das Wasser aufgrund des erhöhten Druckunterschiedes zwischen den wassergefüllten Poren und der Umgebung aus den schwindenden Gelporen und gefriert an den bereits bestehenden Eiskristallen in den größeren Poren. Während der Erwärmungsphase nimmt der Druckunterschied zwischen ungefrorenem Wasser und Eis ab, wobei die Zementgelmatrix expandiert. Da aber das makroskopische Eis zu diesem Zeitpunkt noch gefroren ist, kann die Volumenänderung nur durch weitere Wasseraufnahme von außen abgedeckt werden. Als Folge erhöht sich der Sättigungsgrad bei jedem Frost-Tau-Wechsel. Wird der so genannte kritische Sättigungsgrad aufgrund der Volumenexpansion des Eises erreicht, kommt es unabdingbar zu einer Schädigung der Betonmatrix.

## 2.2 Waschbeton

### 2.2.1 Allgemeines

Mit Einführung der Waschbetonbauweise als neue Standardbauweise nach österreichischem Vorbild wurde die herkömmliche Texturierung, z. B. mit Jutetuch erzeugt, im Straßenbau abgelöst. Im Vordergrund der Waschbetonbauweise stehen die Sicherstellung der Griffigkeit und die dauerhafte Lärmminimierung. Diese Anforderungen werden in den Allgemeinen Rundschreiben Straßenbau ARS 5/2006 [3] und 14/2006 [2] für den Bau von Fahrbahndecken geregelt. Während bei der Herstellung einer herkömmlichen Fahrbahndecke eine Textur in den Oberflächenmörtel eingebracht wird, wird bei der Waschbetonbauweise die Erhärtung des Oberflächenmörtels anfangs verzögert, anschließend wird dieser gezielt entfernt. Nach ZTV Beton-StB 07 [58] muss der Straßenbeton die Anforderungen der Druckfestigkeitsklasse C30/37 erfüllen. In der Regel besteht Straßenbeton aus Zement, Gesteinskörnungen, Wasser, Luftporenbildner und ggf. Fließmittel. Neben der Verwendung von Portlandzement werden vermehrt auch CEM II und CEM III/A (mindestens der Festigkeitsklasse 42,5)

eingesetzt. Diese müssen den Anforderungen der DIN EN 197-1 [18] sowie der ZTV Beton-StB 07 [58] entsprechen. Die Gesteinskörnungen sind nach DIN EN 12620 [17] in Verbindung mit der TL Gestein-StB 04 [52] zu verwenden.

### 2.2.2 Betonzusammensetzung

Die Waschbetonstruktur wird ausschließlich in der rd 5 bis 8 cm dicken Oberbetonschicht erzeugt. Daher sind die speziellen Anforderungen an Waschbeton auch nur vom Oberbeton zu erfüllen. Zum Erzielen der erwünschten Waschbetonstruktur, die die notwendigen Oberflächeneigenschaften auch dauerhaft sicherstellt, wird die Betonzusammensetzung konventioneller Oberbetone entsprechend modifiziert. Durch die Erhöhung des Zementgehalts ( $\geq 420 \text{ kg/m}^3$ ) und einen niedrigen w/z-Wert von maximal 0,40 kann eine ausreichend feste Einbettung der groben Gesteinskörner erzielt werden. Hierzu wurden einschlägige Untersuchungen von SOMMER [47] in Österreich durchgeführt. Als Ausfallkörnung wurden hierzu eine feine Gesteinskörnung 0/2 und eine gebrochene Gesteinskörnung mit einem Größtkorn von 8 mm gewählt. Dabei wurde die Regelsieblinie U8 nach DIN 1045-2 [12] angestrebt [51]. Aufgrund der damit verbundenen guten Verdichtung kann eine enge Anordnung der groben Gesteinskörner in der Oberfläche erzielt werden. Insbesondere dadurch wird das Reifen/Fahrbahn-Geräusch reduziert,

### 2.2.3 Einbau und Verarbeitung

Neben der Optimierung der Betonzusammensetzung sind auch die Einbau- und Verarbeitungstechnologien bei der Waschbetonbauweise von maßgebender Bedeutung. Betonfahrbahnen mit einer Waschbetonoberfläche werden i. d. R. zweischichtig hergestellt. Dabei werden der Ober- und Unterbeton mittels eines Gleitschalungsfertigers frisch in frisch eingebaut und verdichtet, um einen dauerhaft monolithischen Verbund zwischen den beiden Betonen sicherzustellen. Zusätzlich wird der Oberbeton mit einem Längsglätter geglättet. Dies hat sich für eine optimale Ausrichtung der groben Gesteinskörner als geeignet erwiesen. Unmittelbar nach dem Betoneinbau wird die frische Betonoberfläche mit einem kombinierten Kontaktverzögerer und Nachbehandlungsmittel gleichmäßig besprüht, ersterer verhindert die beginnende Hydratation des Oberflächenmörtels. Die Menge des aufzutragenden Kombinationsmittels ist für verschiedene Pro-

dukte unterschiedlich, im Mittel werden etwa  $250 \text{ g/m}^2$  aufgetragen. Ist der Beton ausreichend erhärtet, kann der verzögerte oberflächennahe Mörtel maschinell bis zu einer mittleren Rautiefe von etwa 0,6 bis 1,1 mm gezielt ausgebürstet werden. Einschlägige Untersuchungen zeigten, dass diese angestrebte Oberflächentexturtiefe von 0,8 mm sich lärmtechnisch günstig auf das Reifen/Fahrbahn-Geräusch auswirkt [2, 51, 47]. Nach ZTV Beton-StB 07 [58] wird eine Rautiefe von 0,6 mm bis 1,1 mm vorgegeben. Das Ausbürsten kann entweder nach der österreichischen Methode, dem trockenen Ausbürsten, oder der belgischen Methode, dem Ausbürsten unter Zugabe von Wasser, durchgeführt werden. Der Zeitpunkt des Ausbürstens hängt von mehreren Faktoren ab, wie z. B. der Umgebungstemperatur, der Hydratationsgeschwindigkeit des Zementes sowie der Art und Menge des aufgetragenen Kombinationsmittels [51]. Nach dem Ausbürsten liegt die grobe Gesteinskörnung mehr oder weniger von Anfang an frei. Diese stellt mit den durch das Ausbürsten geschaffenen Vertiefungen zwischen den groben Gesteinskörnern die Makrotextur dar. Die Mikrotextur hängt von den Eigenschaften der groben Gesteinskörner ab, welche einen hohen Polierwiderstand und eine hohe Feinrauheit aufweisen müssen.

### 2.2.4 Frost-Taumittel-Beanspruchung

Im Winter sind Betonfahrbahnen einer hohen Frost-Tausalz-Beanspruchung ausgesetzt. Aufgrund der häufigen Frost-Tau-Wechsel und insbesondere durch den Einsatz von Taumitteln müssen die Betonfahrbahnen der Expositionsklasse XF4 zugeordnet und unter Zugabe von LP-Bildner hergestellt werden. Die künstlich eingeführten Luftporen bilden ein Mikroluftporensystem im Beton. Nach ZTV Beton-StB 07 [58] sind die Luftporenkennwerte (Mikroluftporengehalt und Abstandsfaktor zwischen den Poren) am Festbeton vorgeschrieben.

Aufgrund des Mikroluftporensystems kann sich die Mikroeislinsepumpe nicht vollständig entfalten. Zum einen dienen die künstlich eingeführten Luftporen als Expansionsraum für gefrierendes Wasser und dämpfen somit den von der Mikroeislinsepumpe erzeugten Unterdruck. Zum anderen wird das Kapillarporensystem unterbrochen und das Nachsaugen von Wasser stark reduziert. Eine Schädigung der Gefügestruktur kann daher nicht stattfinden, da nicht genügend gefrierbares Wasser im System vorliegt [42].

Dennoch offenbaren sich bei texturierten Fahrbahndecken im Laufe der Nutzung Schäden in Form von großflächigen Ablösungen oder punktuellen Abplatzungen, die so genannten Pop-Outs. Bei Letzteren wird der Oberflächenmörtel durch Absprengen von einzelnen durch den Frost-Tausalz-Angriff zerstörten Gesteinskörnern abgetragen. Bei Fahrbahndecken mit Waschbetonoberfläche sind solche Schadensbilder nicht zu beobachten, da die einzelnen Grobkörner durch Ausbürsten des Oberflächenmörtels von Beginn an frei liegen.

### 2.2.5 Bewertung

Die Bewertung der Qualität von Waschbetonoberflächen kann augenscheinlich durch Auszählen der Profilsitzen der groben Gesteinskörner an der Oberfläche durchgeführt werden. In Österreich hat eine Waschbetonoberfläche von 5 x 5 cm<sup>2</sup> mindestens 60 Profilsitzen aufzuweisen [28]. Zusammen mit der mittleren Rautiefe kann die Gleichmäßigkeit der Waschbetonoberfläche beurteilt werden. Die Rautiefe wird mit Hilfe des Sandfleckverfahrens anhand der mittleren Oberflächentexturtiefen nach DIN EN 13036-1 [15] bewertet. Die Griffigkeits- und Lärmeigenschaften werden mit dem herkömmlichen Griffigkeitsmessverfahren (SCRIM: Side-way-force Coefficient Routine Investigation Machine) gemäß TP Griff-StB [53] und mit der statistischen Vorbeifahrtmethode (SPB-Methode: Statistical-Pass-By) gemäß DIN EN ISO 11819-1 [20] wie bei den texturierten Fahrbahndecken beurteilt. Der Frost-Tausalz-Widerstand wird mit Hilfe des CDF-Tests (Capillary suction, Deicing chemicals and Freeze-Thaw-test) gemäß DIN CEN/TS 12390-9 [16] geprüft. Im Hinblick auf die Auswertung wird auf Grundlage des Forschungsberichts 08.185/2005/LRB „Optimierung von Waschbeton im Betonstraßenbau“ [40] die absolute Abwitterungsmenge auf die vorhandene Mörtelfläche umgerechnet. Die Einbettung der groben Gesteinskörnung an der Oberfläche wird durch Bestimmung der Haftzugfestigkeiten gemäß DIN 1048-1 [13] bewertet.

## 3 Versuchsdurchführung

### 3.1 Betonzusammensetzung und Vorlagerung

Für die Herstellung der zu untersuchenden Betone wurde eine Winterrezeptur aufgenommen. Dafür wurden ein Zement CEM I 42,5 R sowie ein CEM

Bestandteile	Einheit	Beton WaBe A	Beton WaBe B
Zementart	[-]	CEM II/A-S 42,5 R	CEM I 42,5 R
Zementgehalt	[kg/m <sup>3</sup> ]	430,0	430,0
Fließmittel	[kg/m <sup>3</sup> ]	6,45	6,45
Luftporenbildner	[kg/m <sup>3</sup> ]	0,79	0,79
w/z-Wert	[-]	0,4	0,4
Sand 0/2	[kg/m <sup>3</sup> ]	496,32	496,32
Splitt 2/8	[kg/m <sup>3</sup> ]	1.188,67	1.188,67
Sieblinie	[-]	B 8	B 8

Tab. 4: Betonzusammensetzung

II/A-S 42,5 R und als Gesteinskörnungen Sand der Korngruppe 0/2 mm und Rhyolithsplitt der Korngruppe 2/8 mm verwendet. Zudem wurden praxisübliche Fließmittel und Luftporenbildner vom gleichen Hersteller eingesetzt. Als Zugabewasser wurde normales Leitungswasser verwendet.

Alle untersuchten Betone wurden mit gleicher Zusammensetzung hergestellt. Tabelle 4 gibt einen Überblick der Betonzusammensetzung. Die Herstellung wurde auf Grundlage des Betonentwurfs des Forschungsprojektes 08.185.2005/LRB [40] durchgeführt. Die Temperatur des Prüfraums und der verwendeten Geräte betrug während der Betonherstellung etwa 23 °C. Die Temperatur der Ausgangsstoffe variierte je nach Lagerungsbedingung des hergestellten Betons. Für die Betonplatten, die die Situation bei niedriger Temperatur (Herstellung im Spätherbst) simulieren sollten, wurden die Ausgangsstoffe vor dem Anmischen des Betons in einer Klimakammer bei 8 °C und 85 % rel. F. vorgelagert. Die Ausgangsstoffe für die Herstellung der Betonplatten mit der Lagerungsbedingung von 20 °C und 65 % rel. F. wurden i. d. R. im Prüfraum bei etwa 23 °C aufbewahrt. Die Betonherstellung erfolgte in einem 150-Liter-Zwangsmischer. Die Gesteinskörnung und der Zement wurden in den Mischer gegeben und 30 sec. vorgemischt. Anschließend wurde 1/3 des Zugabewassers hinzugegeben und weitere 30 sec. gemischt. Die Zusatzmittel (LP und FM) wurden mit dem restlichen Zugabewasser innerhalb von 15 sec. dem Gemenge zugegeben. Dieses wurde vor den Frischbetonkontrollen abschließend 180 sec. gemischt.

Die ermittelten Frischbetoneigenschaften sind in Tabelle 5 zusammengestellt. Hieraus wird ersichtlich, dass alle Betone die Forderungen nach ZTV Beton-StB 07 [58] hinsichtlich Ausbreitmaß (Kon-

	WaBe A (CEM II/A-S 42,5 R)					WaBe B (CEM I 42,5 R)				
	4-II	5-II	6	7	8	4	5-II	6	7	8
Ausbreitmaß [cm]	41,0	39,0	35,0	40,5	36,5	41,0	38,0	39,5	39,5	35,5
LP-Gehalt [%]	9,0	9,5	6,5	8,5	8,0	8,5	6,5	7,0	7,0	7,8
Lagerung [°C, % rel. F.]	8, 85	8, 99	8, 99	8, 99	20, 65	8, 85	8, 99	8, 99	8, 99	20, 65

Tab. 5: Frischbetoneigenschaften und anschließende Lagerung

sistenzklasse F2 – plastisch) und Luftporengehalt erfüllen.

## 3.2 Herstellung und Lagerung der Betonprobekörper

### 3.2.1 Vorversuche

Im Rahmen der durchgeführten Vorversuche wurden Betonwürfel ( $a = 150 \text{ mm}$ ) unter Variation der zwei genannten Zementarten (CEM I und CEM II/A-S) hergestellt. Diese wurden unter drei unterschiedlichen Erhärtingsbedingungen ( $5 \text{ °C}$ ,  $12 \text{ °C}$  und  $20 \text{ °C}$  sowie jeweils 99 % rel. F.) gelagert. Nach unterschiedlichen Erhärtingszeiten wurden die Betondruckfestigkeiten an jeweils drei Probekörpern bestimmt. Zudem wurde an jeweils einem Betonwürfel die Temperaturentwicklung kontinuierlich aufgezeichnet und daraus der Reifegrad nach SAUL ermittelt, vgl. Kapitel 2.1.3. Die während der Prüfung ermittelten Daten und die für die Hauptuntersuchungen notwendigen Zusammenhänge zwischen Druckfestigkeit und Reife sind den Bildern 34 und 35 im Anhang zu entnehmen. Tabelle 6 gibt eine Übersicht der durchgeführten Vorversuche.

### 3.2.2 Hauptuntersuchungen

Für die Hauptuntersuchungen wurden aufbauend auf den Vorversuchen Betonplatten ( $450 \times 660 \times 70 \text{ mm}^3$ ) mit den o. a. Zementarten hergestellt. Für die Nachbehandlung der Betonplatten wurde ein praxisübliches Kombinationsmittel (Emcoril RC der Firma MC Bauchemie) eingesetzt. Dieses wurde unmittelbar nach der Betonherstellung in einem Abstand zwischen  $0,50 \text{ m}$  und  $1,00 \text{ m}$  auf die geglättete Frischbetonoberfläche gleichmäßig aufgetragen. Die Menge des aufgetragenen Kombinationsmittels betrug in etwa  $250 \text{ g/m}^2$  gemäß der empfohlenen Dosierung des Herstellers. Anschließend wurden die Betonplatten unter unterschiedlichen Erhärtingsbedingungen ( $8 \text{ °C}$ , 85 % rel. F.;  $8 \text{ °C}$ , 99 % rel. F. sowie als Bezugswert  $20 \text{ °C}$ , 65 % rel.

		Zement CEM I			Zement CEM II/A-S		
		Lagerung bei 99 % rel. F. und					
Vorversuche	Betonalter [d]	5 °C	12 °C	20 °C	5 °C	12 °C	20 °C
		Entwicklung der Betondruckfestigkeit	1			x	
2	x		x	x	x	X	x
3	x		x		x	X	
5	x				x		
7	x		x	x	x	X	x
28				x			x

x: Bestimmung der Betondruckfestigkeit an 3 Würfeln

Tab. 6: Übersicht der Vorversuche

Prüfserie		Lagerung		Druckfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	durchgeführte Untersuchungen	
		°C	% rel. F.		CDF-Test PK <sup>1)</sup>	OZ-Prüfung PK <sup>2)</sup>
CEM II/A-S 42,5 R	WaBe A4-II	8	85	26	9	9
	WaBe A6	8	99	20	9	9
	WaBe A5-II	8	99	26	9	9
	WaBe A7	8	99	32	9	9
	WaBe A8	20	65	26	9	9
CEM I 42,5 R	WaBe B5-II	8	85	26	9	9
	WaBe B4	8	99	20	9	9
	WaBe B7	8	99	26	9	9
	WaBe B6	8	99	32	9	9
	WaBe B8	20	65	26	9	9

OZ: Oberflächenzugfestigkeit  
PK<sup>1)</sup> Anzahl der befestigten Prüfkörper  
PK<sup>2)</sup> Anzahl der unbefestigten Prüfkörper

Tab. 7: Übersicht der Prüfserien und Zusammenstellung der durchgeführten Untersuchungen

F.) gelagert. Nach  $24 \text{ h} \pm 3 \text{ h}$  wurden diese mit einer Messingbürste bis zu einer mittleren Rautiefe von rd.  $1,0 \text{ mm}$  ausgebürstet.

Nach Erreichen der angestrebten Zieldruckfestigkeiten von 20, 26 und 32 N/mm<sup>2</sup>, die orientierend anhand des Reifegrades abgeschätzt wurden, wurden Kleinplatten (150 x 110 x 70 mm<sup>3</sup>) gesägt und der verkürzten CDF-Prüfung, d. h. ohne 7-tägige Vorlagerung durch kapillares Saugen, 14 Frost-Tau-Wechseln (FTW) unterzogen.

Die untersuchten Serien (Prüfkörper-Geometrie: 150 x 110 x 70 mm<sup>3</sup>) mit der jeweiligen Lagerung und angestrebten Zieldruckfestigkeit sind in Tabelle 7 zusammengestellt.

### 3.3 Bestimmung des Frost-Tausalz-Widerstands (CDF-Test)

Um die Dauerhaftigkeit von Betonen im Hinblick auf den Frost-Tausalz-Widerstand beurteilen zu können, wurde der von SETZER und AUBERG entwickelte CDF-Test herangezogen. Dieses Messverfahren ist vor allem durch seine hohe Präzision der Ergebnisse und Effizienz der Durchführung mit einer sehr guten Ergebnisqualität gekennzeichnet. Die Prüfung wurde gemäß DIN CEN/TS 12390-9 [16] durchgeführt. Abweichend von der Prüfvorschrift wurde ein modifizierter CDF-Test gewählt. Damit die Betone zum Zeitpunkt der erreichten Zieldruckfestigkeit einer frühen Frost-Tausalz-Bearbeitung ausgesetzt werden konnten, wurde auf die 7-tägige Vorsättigung mit der 3%igen NaCl-Prüflösung durch kapillares Saugen verzichtet.

Die Historie der Betone gliedert sich somit in zwei Schritte:

1. Lagerung (8 °C, 85 % rel. F., 8 °C, 99 % rel. F. und 20 °C 65 % rel. F.) bis zum Erreichen der angestrebten Frühfestigkeit,
2. Frost-Tausalz-Bearbeitung.

#### 1. Lagerung

Die Betonplatten wurden bis zum Erreichen der angestrebten Zieldruckfestigkeit (20, 26 und 32 N/mm<sup>2</sup>) unter der jeweiligen Erhärtungsbedingung (8 °C, 85 % rel. F., 8 °C, 99 % rel. F. und 20 °C, 65 % rel. F.) gelagert; vgl. Kapitel 3.2. Anschließend wurden die Seitenflächen der aus den Betonplatten gesägten Probekörper (150 x 110 x 70 mm<sup>3</sup>) mit einem aluminiumkaschierten Buthylband abgedichtet. Die Proben wurden vor der Abdichtung vermessen und gewogen und nach dem Abdichten mit einer Genauigkeit von ±0,1 g gewogen, um die Re-

ferenzmasse zur Berechnung der Flüssigkeitsaufnahme zu bestimmen. Während der Frost-Tausalz-Wechsel erfolgte die Wasseraufnahme eindimensional über die Waschbetonoberfläche.

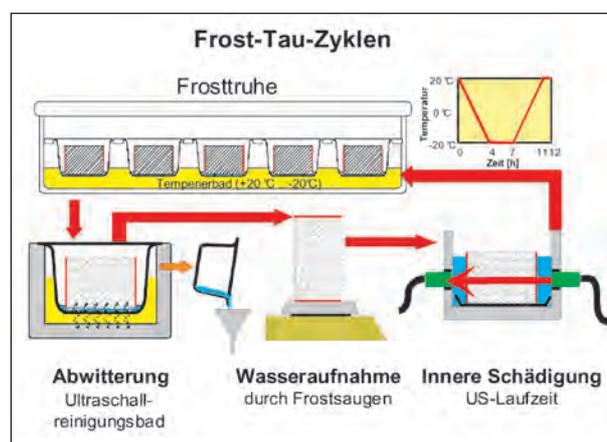
#### 2. Frost-Tausalz-Belastung

Anschließend wurden die Proben mit der Prüffläche nach unten auf 10 mm hohe Abstandhalter in spezielle Prüfbehälter mit der 3%igen NaCl-Prüflösung gelegt und in einer temperaturkontrollierten Prüfruhe einer zyklischen Frost-Tau-Belastung unterzogen. Der Pegel der Prüflösung wurde regelmäßig kontrolliert und reguliert.

Ein Frost-Tau-Wechsel dauerte 12 Stunden. Dabei wurde die Prüfruhe ausgehend von +20 °C in 4 Stunden mit einer konstanten Abkühlrate von 10 K/h auf -20 °C abgekühlt und für drei Stunden bei dieser Temperatur konstant gehalten. Anschließend wurde die Temperatur mit einer Heizrate von 10 K/h wieder auf +20 °C erhöht und über eine Stunde konstant gehalten, bevor ein neuer Zyklus begann.

Im Rahmen dieses Forschungsprojektes betrug die Prüfdauer beim verkürzten CDF-Test 14 Frost-Tau-Wechsel (FTW).

Die Referenzmessungen zur Bestimmung der inneren und äußeren Schädigung des Betons wurden vor Beginn der Frost-Tau-Wechsel durchgeführt. Die äußere Schädigung wurde anhand der Flüssigkeitsaufnahme und der Oberflächenabwitterung definiert, während die innere Schädigung über Ultraschallmessungen ermittelt wurde. Diese Untersuchungen wurden jeweils nach dem 4., 8. und 14. Frost-Tau-Wechsel durchgeführt.



**Bild 5:** Prüfbehälter mit Prüfkörper im Flüssigkeitstemperaturbad [44]

### Bestimmung der Oberflächenabwitterung

Die lose anhaftenden, abgewitterten Materialpartikel wurden für drei Minuten in einem Ultraschallbad von der Prüffläche gelöst und anschließend von der Prüflüssigkeit abgefiltert.

Die Papierfilter wurden für 24 Stunden bei  $110 \pm 5$  °C getrocknet und mindestens 1 Stunde bei 20 °C und 65 % relativer Luftfeuchte abgekühlt und anschließend abgewogen. Die Masse des abgewitterten Materials ergab sich aus der Gesamtmasse des Filters mit Abwitterung abzüglich der leeren Filtermasse.

Die Gesamtabwitterungsmenge errechnete sich für jeden Prüfkörper nach dem n-ten Frost-Tau-Wechsel aus folgender Gleichung:

$$m_n = \frac{\sum \mu_s}{A} \text{ [g/m}^2\text{]} \quad \text{Gleichung 4}$$

$m_n$ : Gesamtmenge des abgewitterten Materials bezogen auf die Prüffläche zum jeweiligen Prüftermin [g/m<sup>2</sup>]

$\mu_s$ : Masse des abgewitterten Materials zum jeweiligen Prüftermin mit einer Genauigkeit von  $\pm 0,01$  g [g]

A: Größe der Prüffläche [m<sup>2</sup>]

Da bei Waschbeton die abwitterbare Mörtelfläche jedoch geringer ist als bei sonstigen Oberflächen, die vollflächig mit Mörtel bedeckt sind, wurden die absoluten Abwitterungsmengen auf die tatsächlich vorhandene Mörtelfläche normiert. Auf Grundlage des Forschungsprojektes 08.185/2005/LRB „Optimierung von Waschbeton im Betonstraßenbau“ beträgt der Flächenanteil der groben Gesteinskörnung bei einem optimierten Waschbeton rd. 50 %. Folglich lässt sich die normierte Abwitterungsmenge wie folgt bestimmen:

$$\text{Abwitterung}_{\text{normiert}} = \frac{\text{Abwitterung}_{\text{absolut}}}{(1 - 0,1 \text{ g})} \text{ [g/m}^2\text{]} \quad \text{Gleichung 5}$$

### Messung der Feuchtaufnahme

Nachdem der Prüfkörper dem Ultraschallbad entnommen und die versiegelten Seitenflächen von der überschüssigen Prüflösung entfernt wurden, wurde das entsprechende Gewicht mit einer Genauigkeit von  $\pm 0,1$  g datiert.

Die Flüssigkeitsaufnahme eines jeden Körpers  $\Delta w_n$  nach dem n-ten FTW errechnete sich aus:

$$\Delta w_n = \frac{w_n - w_1 + \sum \mu_s}{w_0} \cdot 100 \text{ [M. -\%]} \quad \text{Gleichung 6}$$

$\Delta w_n$ : Flüssigkeitsaufnahme eines jeden Prüfkörpers zum jeweiligen Prüftermin [M.-%]

$\mu_s$ : Masse des abgewitterten Materials zum jeweiligen Prüftermin mit einer Genauigkeit von 0,1 g [g]

$w_0$ : Referenzmasse eines jeden Prüfkörpers vor der Abdichtung [g]

$w_1$ : Masse eines jeden Prüfkörpers mit Abdichtung vor dem kapillaren Saugen [g]

$w_n$ : Masse eines jeden Prüfkörpers zum jeweiligen Prüftermin [g]

### Bestimmung der Gefügeschädigung

Vor Beginn der Messung wurde das Ultraschallmessgerät mit einem Kalibrierkörper justiert und die Vorlaufzeit eingestellt. Die Bestimmung des E-Moduls erfolgte über die Messung der Ultraschalllaufzeit zwischen zwei senkrecht zueinander stehenden Achsen am Probekörper. Dabei wurden die Probekörper mit der Prüffläche nach unten auf einem Tragblech in einem Plexiglasbehälter eingetaucht. Die Ultraschallprüfköpfe wurden auf einer Höhe von 35 mm in der Durchschallungsachse angeordnet. Als Ankopplungsmedium zwischen dem Prüfkörper und den Ultraschallköpfen wurde die Prüflösung verwendet.

Die Messung erfolgte immer entlang der Achsenmarkierungen in zwei Richtungen. Die Ultraschalllaufzeit im Ankopplungsmedium wurde aus der Durchschallungsstrecke im Ankopplungsmedium und der Geschwindigkeit des Ultraschallsignals im Ankopplungsmedium erfasst.

Aus der Schalllaufzeit wurde der relative dynamische E-Modul wie folgt berechnet:

$$R_{u,n} = \left( \frac{t_{us} - t_c}{t_n - t_c} \right)^2 \times 100 \text{ [\%]} \quad \text{Gleichung 7}$$

$R_{u,n}$ : relativer dynamischer E-Modul [%]

$t_{cs}$ : Gesamtdurchschallungszeit nach dem kapillaren Saugen [ $\mu$ s]

$t_c$ : Durchschallungszeit im Ankopplungsmedium [µs]

$t_n$ : Gesamtdurchschallungszeit nach n Frost-Tau-Wechseln [µs]

### 3.4 Bestimmung der Oberflächenzugfestigkeit

Neben den Untersuchungen zum Frost-Tausalz-Widerstand wurden auch begleitende Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit der Einbettung der groben Gesteinskörnung durchgeführt. Damit sollte erfasst werden, ob bzw. in welchem Ausmaß durch die Frostbeanspruchung die Einbettung der groben Gesteinskörner bereits beeinträchtigt wurde. Dazu wurden nach 4, 8 und 14 FTW an drei befestigten Kleinplatten einer Prüfserie die Oberflächenzugfestigkeiten gemäß DIN 1048-2 [13] bestimmt. Parallel dazu wurden unbefrosthete Kleinplatten bis zur jeweiligen Haftzugfestigkeitsprüfung unter der entsprechenden Erhärtungsbedingung gelagert und an jeweils drei Proben die Oberflächenzugfestigkeiten zeitgleich mit den befestigten Proben ermittelt. Vor den jeweiligen Haftzugfestigkeitsprüfungen wurde zudem die Anzahl der Profilspitzen ermittelt. Die Profilspitzenanzahl der einzelnen Serien ist im Anhang zu finden.

Zur Messung der Oberflächenzugfestigkeit wurden Prüfstempel aus Stahl mit einem Durchmesser  $d_s$  von 50 mm mit einem schnell härtenden pastösen 2-Komponenten-Klebstoff auf die zuvor angebohrte Prüffläche (Innendurchmesser = 50 mm) der Waschbetonoberfläche geklebt. In Voruntersuchungen wurde eine einheitliche Dosierung des Reaktionsharzklebers für alle Prüfserien ermittelt, damit auch eine Verfüllung der Zwischenräume der Gesteinskörner gewährleistet wurde. Die Kraft der zentriert ausgerichteten Zugvorrichtung wurde mit 100 N je s bis zum Bruch gesteigert. Aus der erreichten Höchstkraft wurde dann die Oberflächenzugfestigkeit errechnet:

$$\beta_{oz} = \frac{4 * F}{\pi * d_s^2} \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad \text{Gleichung 8}$$

$\beta_{oz}$ : Oberflächenzugfestigkeit [N/mm<sup>2</sup>]

F: Höchstkraft [N]

$d_s$ : Durchmesser des Prüfstempels [mm]

Die Bruchfläche wurde augenscheinlich beurteilt.

### 3.5 Bestimmung der mittleren Oberflächentexturtiefe

Die mittlere Oberflächentexturtiefe wurde in Anlehnung der DIN EN 13036-1 [15] ermittelt. Gemäß der Norm wird ein bestimmtes Volumen eines homogenen Materials (Glaskugeln: 0,18 mm < Ø < 0,25 mm) mit einem Verteilerwerkzeug (Hartgummi-scheibe mit Ø = 50 mm) auf einer sauberen und trockenen Prüfoberfläche zu einer Kreisfläche verteilt. Die mittlere Oberflächentexturtiefe wird als Quotient des verwendeten Volumens des Materials zur erzielten Prüffläche definiert.

Abweichend von der Norm wurde im Rahmen dieses Forschungsprojektes eine zunächst unbestimmte Menge des Prüfmediums (Feinsand 0,2 mm < Ø < 2,0 mm) mittels einer Stahlscheibe mit Ø = 50 mm auf der gesamten Oberfläche des Probekörpers verteilt. Die Probe wurde mit dem Prüfmedium gewogen und anschließend nach dem Entfernen des Feinsandes mittels einer Feinbürste erneuert gewogen. Die Gewichts-differenz entsprach der Menge des verwendeten Prüfmediums. Des Weiteren wurde die Schüttdichte des Prüfmediums ermittelt. Die mittlere Oberflächentexturtiefe wurde wie folgt berechnet:

$$MTD = \frac{V}{F} \text{ [mm]} \quad \text{Gleichung 9}$$

MTD: mittlere Oberflächentexturtiefe [mm]

V: Volumen des Prüfmediums [mm<sup>3</sup>]

F: die vom Material bedeckte Fläche [mm<sup>2</sup>]

## 4 Versuchsergebnisse

### 4.1 Prüfung der Serien bei unterschiedlichen Lagerungen und gleicher Zieldruckfestigkeit (CDF-Test)

4.1.1 WaBe A4-II (8 °C, 85 % rel. F., 26 N/mm<sup>2</sup>),  
WaBe A5-II (8 °C, 99 % rel. F., 26 N/mm<sup>2</sup>),  
WaBe A8 (20 °C, 65 % rel. F., 26 N/mm<sup>2</sup>)

#### Abwitterung

In Bild 6 sind die prüfflächenbezogenen Abwitterungsmengen der Serien WaBe A4-II, WaBe A5-II und WaBe A8, die alle mit Portlandhüttenzement CEM II/A-S 42,5 R hergestellt wurden, während des

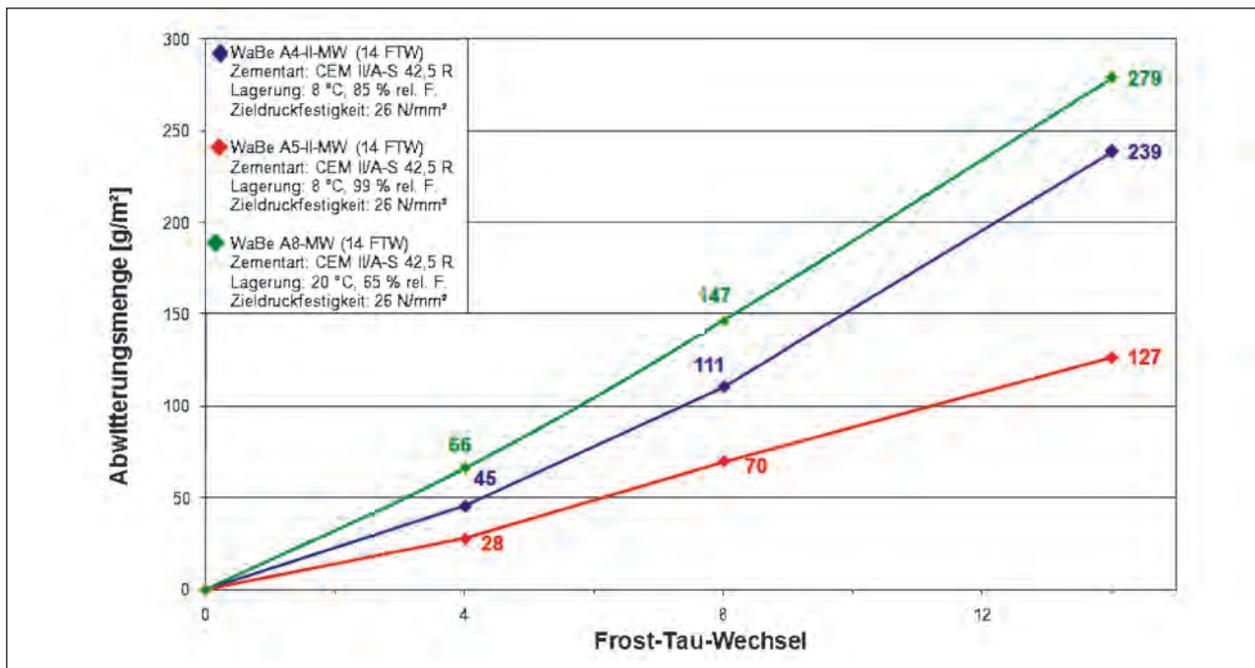


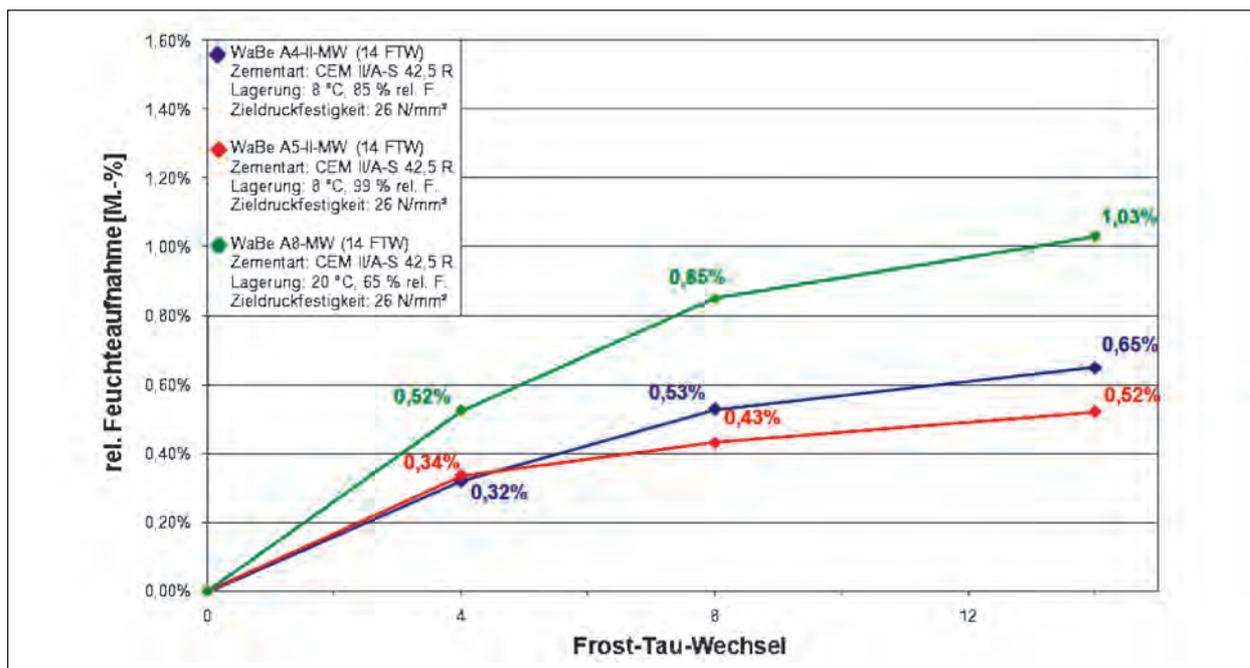
Bild 6: Abwitterungsmenge der Serien WaBe A4-II, A5-II und A8

CDF-Tests dargestellt. Die Serie WaBe A4-II wurde bei 8 °C und 85 % rel. F., WaBe A5-II bei 8 °C und 99 % rel. F. und WaBe A8 bei 20 °C und 65 % rel. F. gelagert. Die Frostprüfung begann in allen drei Fällen bei einer Zieldruckfestigkeit von 26 N/mm<sup>2</sup>.

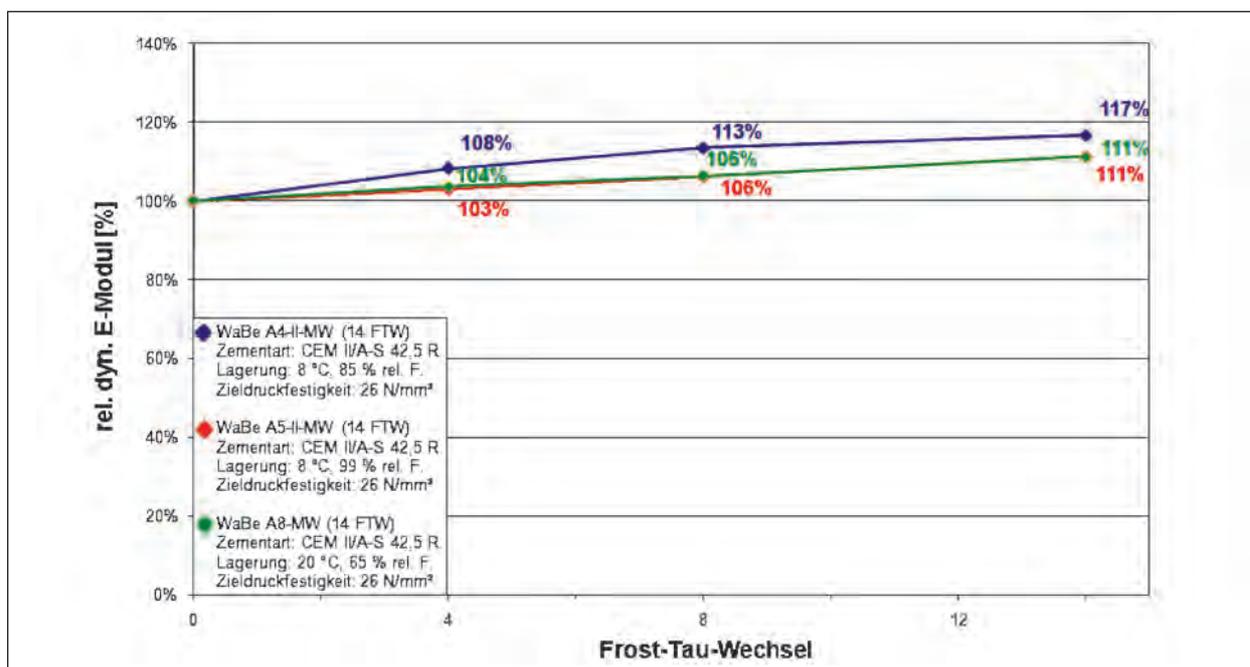
Bei allen drei Serien sind über die gesamte Prüfdauer leicht progressive bis nahezu lineare Entwicklungen in den Abwitterungen festzustellen. Auffällig ist der Kurvenverlauf der Serie WaBe A8, bei der der höchste Materialverlust in dieser Serie auftrat. Dieser betrug nach 14 FTW 279 g/m<sup>2</sup>. Daraus ergibt sich unter Berücksichtigung der tatsächlich vorhandenen Mörtelfläche eine normierte Abwitterungsmenge von ca. 560 g/m<sup>2</sup> nach 14 FTW (s. Kapitel 3.3). Demgegenüber wies die Serie WaBe A4-II den niedrigsten Materialverlust mit nur 127 g/m<sup>2</sup> auf. Anhand der nahezu linearen Kurvenverläufe kann weiterhin insgesamt von einer niedrigen Abwitterungsrate ausgegangen werden: Nach 28 FTW bleiben die zu erwartenden Abwitterungen deutlich unter dem Grenzwert von 1.500 g/m<sup>2</sup> gemäß der Prüfvorschrift für dieses Verfahren. Die Einzelwerte der jeweiligen Abwitterungen sind dem Anhang zu entnehmen (Bild 36, Bild 39, Bild 48).

### Relative Feuchtaufnahme und relativer dynamischer E-Modul

In Bild 7 ist die relative Feuchtaufnahme im CDF-Test der Serien WaBe A4-II, WaBe A5-II und WaBe A8 dargestellt. Die Kurvenverläufe sind nahezu identisch, jedoch wiesen die Ergebnisse der Feuchtaufnahmen signifikante Unterschiede auf. In den ersten beiden Tagen (entsprechend 4 FTW) war bei allen drei Serien eine merkliche Feuchtaufnahme festzustellen. Diese erreichte bereits über 50 % der gesamten Feuchtaufnahme nach 14 FTW. Nach 4 FTW wies Serie WaBe A8 bereits mit 0,52 M.-% die höchste Feuchtezunahme auf. Die Werte der Serien WaBe A4-II und WaBe A5-II lagen bei 0,33 M.-%. Im weiteren Verlauf war bei der Serie WaBe A8 ein kontinuierlicher Anstieg der relativen Feuchtaufnahme erkennbar, wogegen die relativen Feuchtaufnahmen der Serien WaBe A4-II und WaBe A5-II kontinuierlich, aber reduziert anstiegen. Mit Beginn der Frost-Tausalz-Prüfung verliefen die Kurven dieser beiden Serien nahezu identisch, jedoch nach 4 FTW divergierten diese nach 4 FTW. Nach 14 FTW wies die Serie WaBe A5-II eine relative Feuchtaufnahme von 0,52 M.-% und die Serie WaBe A4-II eine von 0,63 M.-% auf. Die Serie WaBe A8 erreichte mit einer kontinuierlichen relativen Feuchtaufnahme den Höchstwert von 1,03 M.-% nach Beendigung der Prüfung. Diese hohe relative Feuchtaufnahme hing höchstwahrscheinlich damit zusammen, dass durch die Lagerung die-



**Bild 7:** Relative Feuchteaufnahme ohne kapillares Saugen der Serien WaBe A4-II, WaBe A5-II und WaBe A8



**Bild 8:** Relativer dynamischer E-Modul der Serien WaBe A4-II, WaBe A5-II und WaBe A8

ser Serie bei 20 °C und 65 % rel. F. Wasser aus den größeren Proben teilweise entwich (Austrocknen der oberflächennahen Schicht) und diese daher zu Beginn der Prüfung eine höhere Wassermenge aufsaugten. Im Vergleich dazu waren die geringen Feuchteaufnahmen der Serien WaBe A4-II und WaBe A5-II auf die jeweilige Feuchtlagerung bei 8 °C und 85 % rel. F. bzw. 99 % rel. F. zurückzuführen. Diese waren somit bereits zu einem höheren Grad wassergesättigt.

Bei den Messungen der Ultraschalllaufzeiten wurde für alle untersuchten Betone eine kontinuierliche Abnahme der Durchschallungszeit festgestellt, woraus sich ein Anstieg des relativen dynamischen E-Moduls ableiten ließ. Die Serien WaBe A5-II und WaBe A8 wiesen nach 14 FTW einen relativen dynamischen E-Modul von 111 % auf. Der relative dynamische E-Modul der Serie WaBe A4-II betrug 117 %. Diese kontinuierliche Zunahme der relativen dynamischen E-Moduli war bei allen drei Serien auf

die in diesem Alter noch andauernde Hydratation zurückzuführen. Eine Gefügeschädigung konnte im Bezug auf die gesamte Prüfdauer somit ausgeschlossen werden.

#### 4.1.2 WaBe B5-II (8 °C, 85 % rel. F., 26 N/mm<sup>2</sup>), WaBe B7 (8 °C, 99 % rel. F., 26 N/mm<sup>2</sup>), WaBe B8 (20 °C, 65 % rel. F., 26 N/mm<sup>2</sup>)

##### Abwitterung

Die Kurvenverläufe der prüfflächenbezogenen Abwitterungsmengen der Serien WaBe B5-II, WaBe B7 und WaBe B8, die mit CEM I 42,5 R hergestellt wurden, verhielten sich analog zu denen der CEM-III/A-S-Serien WaBe A4-II, WaBe A5-II und WaBe A8. Die Serie WaBe B5-II wurde bei 8 °C und 85 % rel. F., WaBe B7 bei 8 °C und 99 % rel. F. und WaBe B8 bei 20 °C und 65 % rel. F. gelagert. Die Frostprüfung begann auch hier bei einer Zieldruckfestigkeit von 26 N/mm<sup>2</sup>.

Bei allen drei Serien war wiederum ein leicht progressiver bis nahezu linearer Anstieg in den Abwitterungsraten festzustellen. Die Serie WaBe B8 verzeichnete den höchsten Materialverlust mit 155 g/m<sup>2</sup> nach Beendigung dieser verkürzten Frost-Tausalz-Prüfung. Die Kurve dieser Serie verlief nahezu parallel zu der der Serie WaBe B7 mit einer geringfügigen Differenz von rd. 10 g/m<sup>2</sup> zu den je-

weiligen Prüfzeitpunkten (4, 8 und 14 FTW). Die Serie WaBe B7 wies nach Beendigung der Prüfung (14 FTW) eine Abwitterungsmenge von 141 g/m<sup>2</sup> auf. Hieraus wird ersichtlich, dass keine nennenswerten Unterschiede hinsichtlich der Abwitterung zwischen der Feuchtlagerung bei 8 °C und 99 % rel. F. und der Lagerung bei 20 °C und 65 % rel. F. bestehen.

Auffällig waren die geringen Abwitterungsraten der Serie WaBe B5-II über die gesamte Prüfdauer. Nach 4 FTW war die Abwitterung 67 % geringer als bei der Serie WaBe B8. Die Abwitterungsmenge betrug 14 g/m<sup>2</sup>, während die der Serie WaBe B8 bis zum rd. 3fachen (43 g/m<sup>2</sup>) anstieg. Diese Differenz wurde im weiteren Verlauf der Prüfung, nach 8 FTW und 14 FTW, um jeweils rd. 10 % geringer.

Mit dem Höchstwert von 155 g/m<sup>2</sup> der Serie WaBe B8 ergibt sich eine normierte Abwitterungsmenge von 310 g/m<sup>2</sup> nach 14 FTW (s. Kapitel 3.3). Unter Annahme eines nahezu linearen Kurvenverlaufs dieser Serie kann weiterhin auch hier eine Überschreitung eines kritischen Schädigungsgrades (Abwitterungsgrenzwert: 1.500 g/m<sup>2</sup> nach 28 FTW) ausgeschlossen werden.

Die Messergebnisse der einzelnen Serien WaBe B5-II, WaBe B7 und WaBe B8 sind im Anhang zu finden (Bild 54, Bild 60, Bild 63).

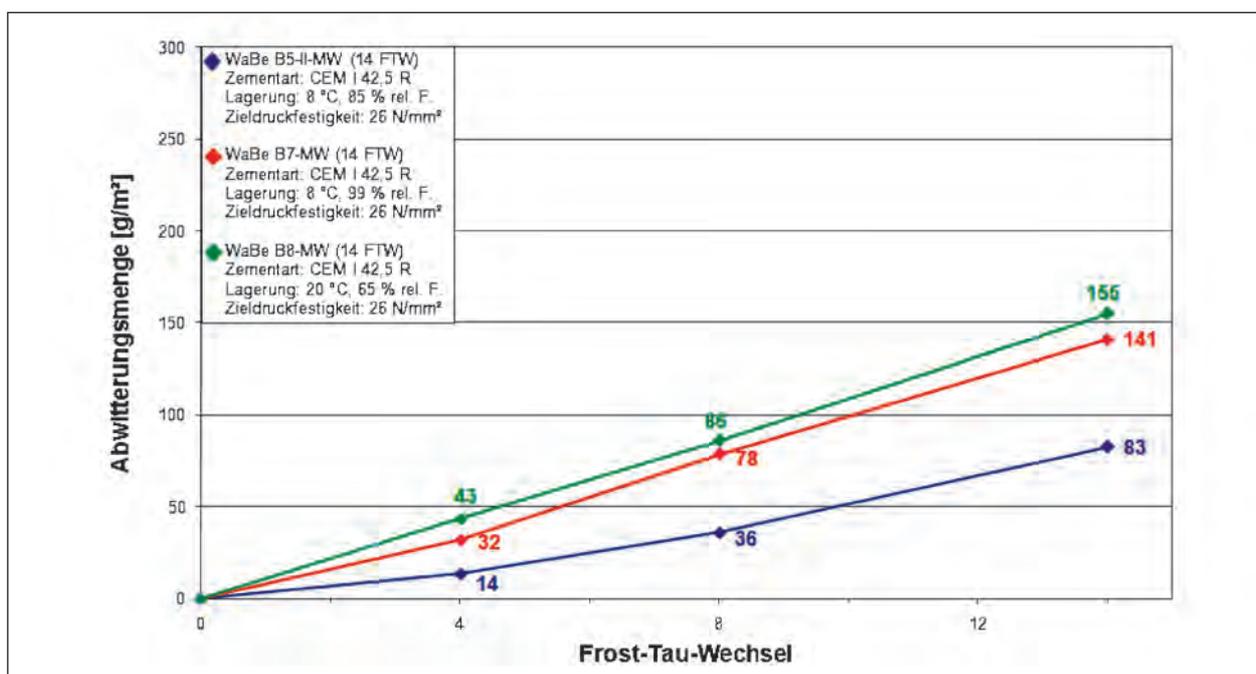


Bild 9: Abwitterungsmenge der Serien WaBe B5-II, WaBe B7 und WaBe B8

### Relative Feuchteaufnahme und relativer dynamischer E-Modul

In den ersten beiden Tagen (entsprechend 4 FTW) der Frost-Tausalz-Prüfung stieg die Flüssigkeitszunahme der Serie WaBe B8 deutlich bis zu einem Wert von 0,68 M.-% an und stagnierte anschließend. Nach 14 FTW wies diese Serie einen Höchstwert von 0,77 M.-%. Die Flüssigkeitszunahmen der Serien WaBe B7 und WaBe B5-II stiegen ebenso deutlich zu Beginn der Prüfung an. Diese erreichten einen Wert bis zu 50 % ihrer gesamten relativen Feuchteaufnahmen nach 14 FTW. Im weiteren Verlauf nahm die relative Feuchteaufnahme bei beiden Serien kontinuierlich, aber in reduzierter Menge zu. Die Serie WaBe B7 wies einen Wert von 0,63 M.-% und die Serie WaBe B5-II den niedrigsten Wert von 0,23 M.-% nach Beendigung der Prüfung auf. Analog zu den geringen Abwitterungsmengen der Serie WaBe B5-II war auch hier die geringe relative Feuchteaufnahme dieser Serie auffällig. Es war davon auszugehen, dass die Serie WaBe B5-II während der Lagerung bei 8 °C und 85 % rel. F. einen höheren Sättigungsgrad erreichte als die Serie WaBe B7 trotz ihrer Lagerung mit einer höheren relativen Luftfeuchte bei 8 °C und 99 % rel. F.. Dagegen kam es bei der Serie WaBe B8 durch die Lagerung bei 20 °C und 65 % rel. F. zu einem Austrocknen der oberflächennahen Schicht. Dies erklärte auch den eklatanten Anstieg der Feuchteaufnahme zu Beginn der Prüfung (analog zur

Serie WaBe A8). Der aus den größeren Poren entwichene Wasseranteil durch die Lagerung bei 20 °C und 65 % rel. F. wurde in größerer Menge und höherer Sauggeschwindigkeit von den größeren Poren aufgenommen. Die anschließende Stagnation der Wasseraufnahme hing höchstwahrscheinlich damit zusammen, dass sich die aufnehmbare Wassermenge und die Sauggeschwindigkeit aufgrund kleiner werdender Poren verringerten.

Wie im Bild 11 deutlich zu erkennen, stieg bei den hier untersuchten Betonen der relative dynamische E-Modul kontinuierlich an. Die Serie WaBe B5-II wies zu allen Prüfzeitpunkten deutlich höhere relative dynamische E-Moduli auf als die Serien WaBe B7 und WaBe B8. Mit einem progressiven Kurvenverlauf erreichte die Serie WaBe B5-II einen Höchstwert von 124 % nach 8 FTW. Anschließend ist ein degressiver Kurvenverlauf zu beobachten, dennoch wies die Serie WaBe B5-II nach Beendigung der Prüfung immer noch einen hohen relativen dynamischen E-Modul von 121 % auf. Die Kurven der Serien WaBe B7 und WaBe B8 stiegen dagegen über die gesamte Prüfdauer an. Mit Beginn der Prüfung verliefen diese nahezu linear. Die Serie WaBe B7 erreichte einen Wert von 107 % und die Serie WaBe B8 einen Wert von 104 % nach 4 FTW. Im weiteren Verlauf nach 8 FTW divergierten die Kurven. Bei der Serie WaBe B8 war eine deutlich weitere Zunahme des relativen dynamischen E-

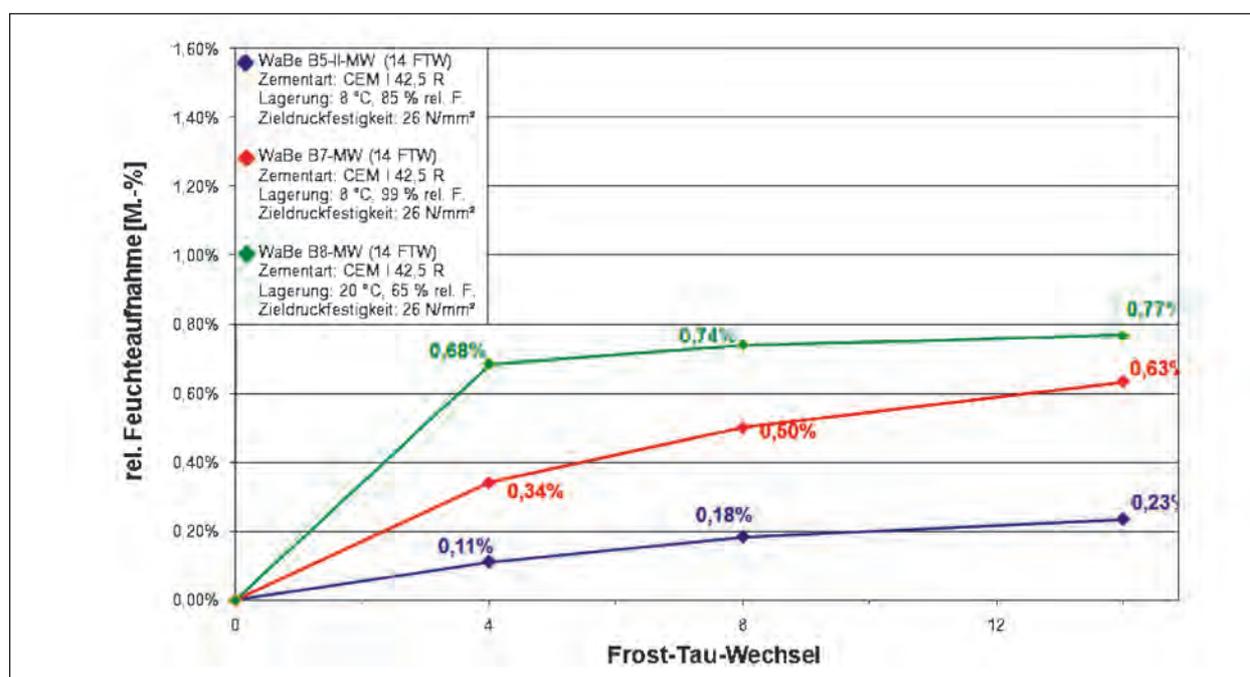


Bild 10: Relative Feuchteaufnahme ohne kapillares Saugen der Serien WaBe B5-II, WaBe B7 und WaBe B8

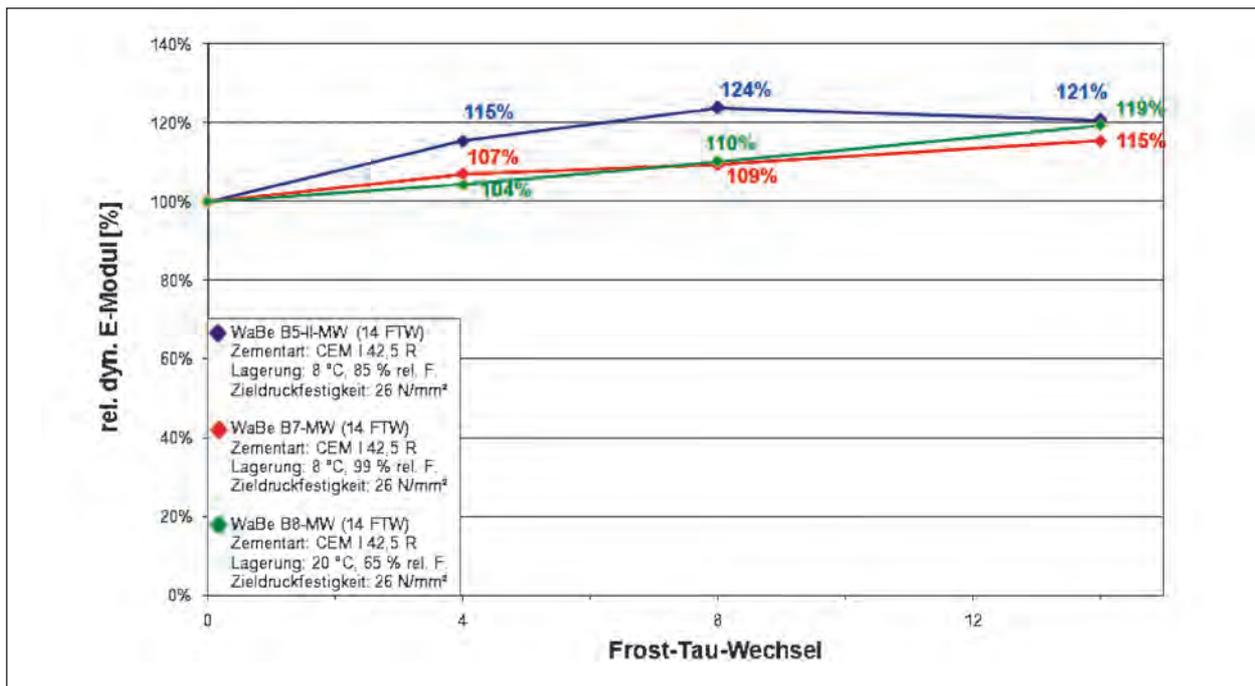


Bild 11: Relativer dynamischer E-Modul der Serien WaBe B5-II, WaBe B7 und WaBe B8

Moduls zu erkennen. Nach 14 FTW erreichte dieser einen Wert von 119 % und die Serie WaBe B7 einen Wert von 115 %.

Insgesamt sind die hohen relativen dynamischen E-Moduli bei allen drei Serien auf die in diesem Alter noch andauernde Hydratation zurückzuführen. Somit konnte über die gesamte Prüfdauer keine innere Schädigung festgestellt werden.

## 4.2 Prüfung der Serien bei unterschiedlichen Zieldruckfestigkeiten und gleicher Lagerung (CDF-Test)

### 4.2.1 WaBe A6 (8 °C, 99 % rel. F., 20 N/mm<sup>2</sup>), WaBe A5-II (8 °C, 99 % rel. F., 26 N/mm<sup>2</sup>), WaBe A7 (8 °C, 99 % rel. F., 32 N/mm<sup>2</sup>)

#### Abwitterung

Bild 12 stellt die prüfflächenbezogenen Abwitterungszuwächse der Serien WaBe A6, WaBe A5-II und WaBe A7, die mit CEM II/A-S 42,5 R hergestellt wurden, über eine Prüfdauer von 14 Frost-Tau-Wechseln dar. Alle drei Betone wurden unter der gleichen Erhärtungsbedingung von 8 °C und 99 % rel. F. und anschließend mit unterschiedlichen Zieldruckfestigkeiten von 20, 26 und 32 N/mm<sup>2</sup> in die Frosttruhe eingelagert. Auffällig war der nahezu lineare und kontinuierlich steigende Kurvenverlauf der Serie WaBe A6 (20 N/mm<sup>2</sup>). Nach 4 FTW wies

die Serie eine Abwitterungsmenge von 50 g/m<sup>2</sup> auf, um den Faktor 1,8 größer als die der Serie WaBe A5-II (26 N/mm<sup>2</sup>). Nach 14 FTW verzeichnete die Serie WaBe A6 den höchsten Materialverlust von 212 g/m<sup>2</sup>. Mit Beginn der Frost-Tausalz-Prüfung verliefen die Kurven der Serien WaBe A5-II und WaBe A7 (32 N/mm<sup>2</sup>) nahezu identisch bis zu 8 FTW. Die Serie WaBe A5-II erreichte einen Wert von 70 g/m<sup>2</sup> und die Serie WaBe A7 einen Wert von 92 g/m<sup>2</sup>. Während der Kurvenverlauf der Serie WaBe A5-II weiterhin nahezu linear anstieg, war bei der Serie WaBe A7 eine Stagnation des Kurvenverlaufs zu beobachten. Nach Beendigung der Prüfung wies die Serie WaBe A5-II eine Abwitterungsmenge von 127 g/m<sup>2</sup> und die Serie WaBe A7 eine von 116 g/m<sup>2</sup> auf.

Erwartungsgemäß wurden bei der Serie WaBe A7 mit der höchsten Zieldruckfestigkeit von 32 N/mm<sup>2</sup> geringere Abwitterungsmengen im gesamten Verlauf der Prüfung ermittelt (116 g/m<sup>2</sup> nach 14 FTW). Demgegenüber wies die Serie WaBe A6, die mit der niedrigsten Zieldruckfestigkeit von 20 N/mm<sup>2</sup> in die Frosttruhe eingelagert wurde, die höchsten Abwitterungsmengen (212 g/m<sup>2</sup> nach 14 FTW) auf. Aufgrund der hohen Zieldruckfestigkeit der Serie WaBe A7 zu Beginn der Prüfung war die Verfestigung des Betongefüges ausgeprägter als bei der Serie WaBe A6 mit der niedrigen Zieldruckfestigkeit, was zu einem verhältnismäßig besseren Frost-Tausalz-Widerstand führte.

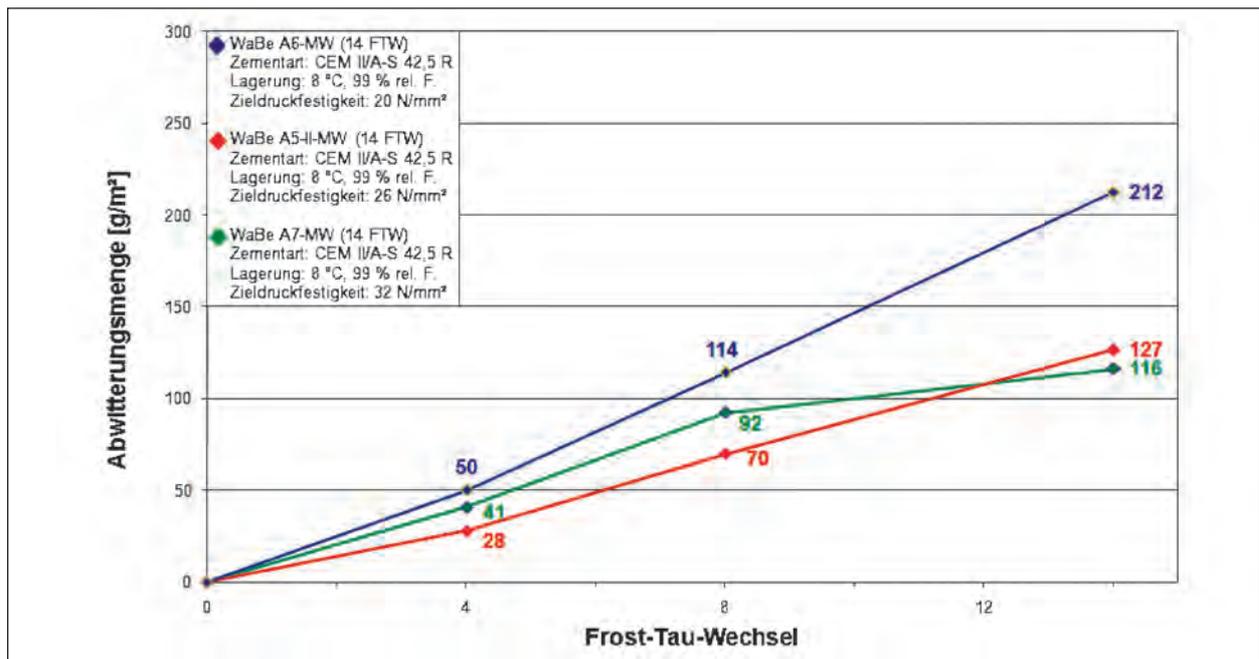


Bild 12: Abwitterungsmenge der Serien WaBe A6, WaBe A5-II und WaBe A7

Interessant war, dass in den ersten 8 FTW die Abwitterungsmengen der Serie WaBe A5-II mit einer Zieldruckfestigkeit von 26 N/mm<sup>2</sup> etwas geringer waren als die der Serie WaBe A7 (32 N/mm<sup>2</sup>). Nach 4 FTW war die Abwitterung der Serie WaBe A5-II (28 g/m<sup>2</sup>) 31 % geringer als die der Serie WaBe A7 (41 g/m<sup>2</sup>). Es ist davon auszugehen, dass die Serie WaBe A5-II mit einer Zieldruckfestigkeit von 26 N/mm<sup>2</sup> ebenso ein ausreichend dichtes Gefüge gegen Frost-Tausalz-Angriffe mit Beginn der Prüfung aufwies wie die Serie WaBe A7 (32 N/mm<sup>2</sup>). Mit steigender Frost-Tau-Wechsel-Anzahl nahmen die Abwitterungsmengen der Serie WaBe A5-II zu (nahezu linearer Kurvenverlauf), die vermutlich darauf hinwiesen, dass während der Frost-Tausalz-Prüfung keine weitere signifikante Hydratation stattfand.

Unter Berücksichtigung der höchsten absoluten Abwitterungsmenge von 212 g/m<sup>2</sup> (Serie WaBe A6) auf die tatsächlich vorhandene Mörtelfläche ergibt sich eine normierte Abwitterungsmenge von 424 g/m<sup>2</sup> (s. Kapitel 3.3). Anhand dieser kann unter Annahme eines weiteren nahezu linearen Kurvenverlaufs dieser Serie auf einen ausreichend hohen Frost-Tausalz-Widerstand nach 28 FTW für alle drei untersuchten Betone hingewiesen werden.

#### Relative Feuchteaufnahme und relativer dynamischer E-Modul

Im Bild 13 verliefen die Kurven der Serien WaBe A6, WaBe A5-II und WaBe A7 nahezu gleich. In

den ersten beiden Tagen (entsprechend 4 FTW) war ein sichtbarer Anstieg der relativen Feuchteaufnahme durch das Füllen von größeren Poren mit größerer Wassermenge sowie höherer Sauggeschwindigkeit festzustellen. Diese wiesen bereits über 50 % der gesamten relativen Feuchteaufnahme nach 14 FTW auf. Im weiteren Verlauf nahm die relative Feuchteaufnahme der Serie WaBe A6 kontinuierlich, aber mit reduzierter Intensität zu und erreichte einen Höchstwert von 0,56 M.-% nach Beendigung der Prüfung. Die divergierenden Kurvenverläufe der Serien WaBe A5-II und WaBe A7 nach 8 FTW sind aufgrund der geringfügigen Differenz nicht von Bedeutung. Nach 14 FTW wies die Serie WaBe A7 eine relative Feuchteaufnahme von 0,55 M.-% und die Serie WaBe A5-II eine von 0,52 M.-% auf.

Bild 14 zeigt deutlich, dass der CDF-Test bei allen drei untersuchten Betonen keinen Abfall des relativen dynamischen E-Moduls bewirkt hat. Über die gesamte Prüfdauer war eine Zunahme des relativen dynamischen E-Moduls festzustellen. Vor allem war eine deutliche Zunahme bei der Serie WaBe A6 nach 8 FTW zu beobachten. Diese erreichte einen Höchstwert von 132 % nach 14 FTW. Der relative dynamische E-Modul der Serien WaBe A5-II und WaBe A7 nahm über die gesamte Prüfdauer geringfügig zu. Es wird vermutet, dass bei diesen Serien keine signifikante Hydratation während der Frost-Tausalz-Prüfung stattfand, wohingegen die deutliche Zunahme des relativen dy-

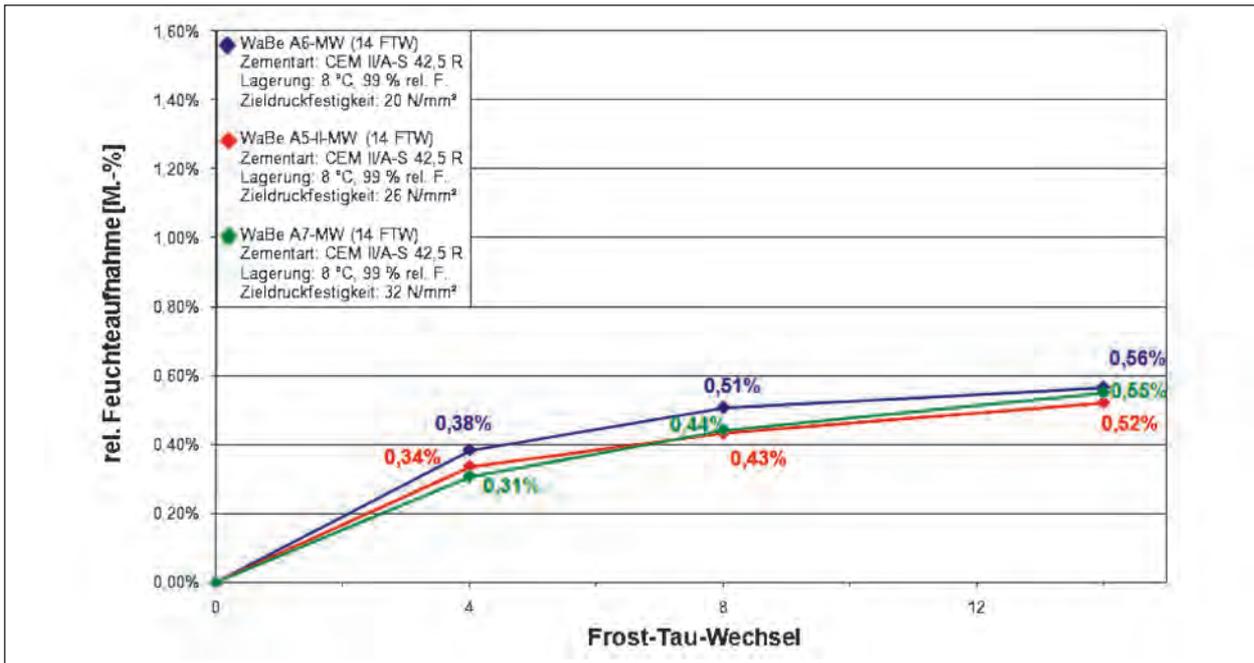


Bild 13: Relative Feuchteaufnahme der Serien WaBe A6, WaBe A5-II und WaBe A7

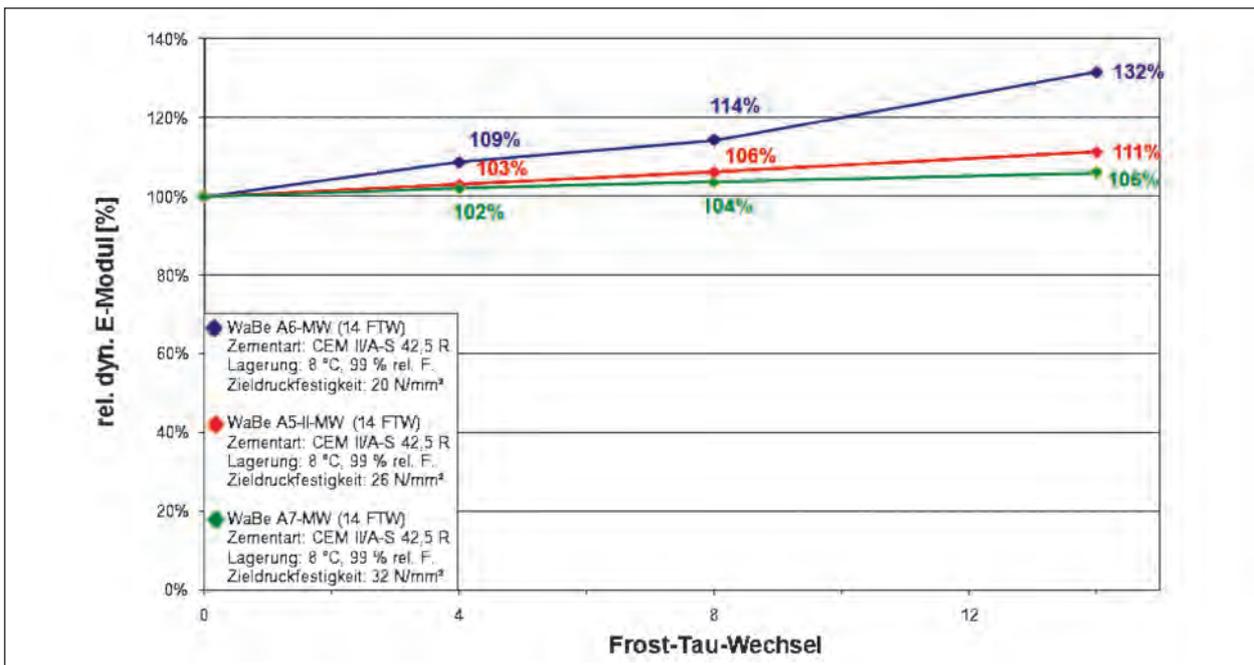


Bild 14: Relativer dynamischer E-Modul der Serien WaBe A6, WaBe A5-II, WaBe A7

namischen E-Moduls bei der Serie WaBe A6 auf die im Alter noch fortschreitende Hydratation zurückzuführen ist.

Folglich konnte eine Schädigung des Betongefüges in allen drei Fällen während der gesamten Prüfung ausgeschlossen werden.

**4.2.2 WaBe B4 (8 °C, 99 % rel. F., 20 N/mm<sup>2</sup>),  
WaBe B7 (8 °C, 99 % rel. F., 26 N/mm<sup>2</sup>),  
WaBe B6 (8 °C, 99 % rel. F., 32 N/mm<sup>2</sup>)**

**Abwitterung**

In Bild 15 werden die prüfflächenbezogenen Abwitterungsmengen der Serien WaBe B4, WaBe B7 und WaBe B6, die mit CEM I 42,5 R hergestellt wurden, während der Frost-Tausalz-Prüfung darge-

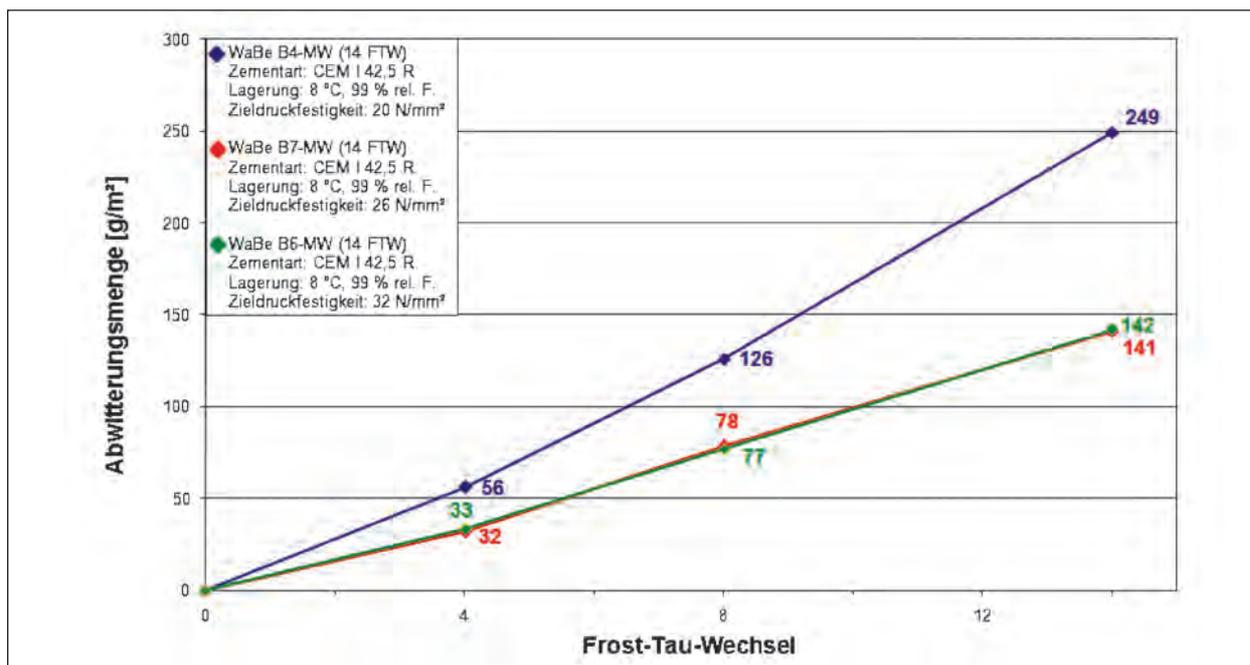


Bild 15: Abwitterungsmenge der Serien WaBe B4, WaBe B7 und WaBe B6

stellt. Alle drei untersuchten Betone wurden bei 8 °C und 99 % rel. F. gelagert und unterschieden sich hinsichtlich ihrer Zieldruckfestigkeiten zu Beginn der Prüfung. Analog zur Serie WaBe A6 (20 N/mm<sup>2</sup>) war auch bei der Serie WaBe B4 (20 N/mm<sup>2</sup>) eine deutliche Zunahme der Abwitterung zu beobachten. Nach 4 FTW betrug die Abwitterungsmenge der Serie WaBe B4 56 g/m<sup>2</sup>. Diese wurde im weiteren Verlauf rd. um den Faktor 1,7 größer als die der anderen beiden Serien WaBe B7 (26 N/mm<sup>2</sup>) und WaBe B6 (32 N/mm<sup>2</sup>) und erreichte nach 14 FTW einen Höchstwert von 249 g/m<sup>2</sup>. Die Abwitterungsmengen der Serien WaBe B7 und WaBe B6 konvergierten über die gesamte Prüfdauer und betragen nach 14 FTW rd. 142 g/m<sup>2</sup>.

Erwartungsgemäß wies die Serie WaBe B4 mit der niedrigsten Zieldruckfestigkeit von 20 N/mm<sup>2</sup> die höchste Abwitterungsmenge von 249 g/m<sup>2</sup> auf. Diese ist auf die geringe Verfestigung des Betons zurückzuführen. Die Serie WaBe B6 mit der höchsten Zieldruckfestigkeit von 32 N/mm<sup>2</sup> und die Serie WaBe B7 mit einer Zieldruckfestigkeit von 26 N/mm<sup>2</sup> zeigten keine nennenswerten Unterschiede hinsichtlich ihrer Abwitterungsraten. Es war davon auszugehen, dass beide Betone bereits zu Beginn der Frost-Tausalz-Prüfung ein ausreichend dichtes Gefüge gegen Frost-Tausalz-Angriffe besaßen.

Unter Annahme eines nahezu linearen Kurvenverlaufs der Serie WaBe B4, die den höchsten Materialverlust nach Beendigung der Prüfung verzeich-

nete, befinden sich die Abwitterungsraten der drei Serien weiterhin innerhalb des Abnahmekriteriums von 1.500 g/m<sup>2</sup> nach 28 FTW. Hierbei ist wieder auf die tatsächlich abgewitterte Mörtelmenge hinzuweisen (s. Kapitel 3.3). Somit ergibt sich mit der höchsten absoluten Abwitterungsmenge der Serie WaBe B4 von 249 g/m<sup>2</sup> eine normierte Abwitterungsmenge von ca. 500 g/m<sup>2</sup>.

#### Relative Feuchteaufnahme und relativer dynamischer E-Modul

Zu Beginn der Frost-Tausalz-Prüfung war bei allen drei Serien ein deutlicher Anstieg der relativen Feuchteaufnahme festzustellen. Nach 4 FTW erreichten die Serien WaBe B4-II und WaBe B7 rd. 50 % und die Serie WaBe B6 bereits 75 % der gesamten Feuchteaufnahme nach 14 FTW. Nach einer kontinuierlichen Flüssigkeitszunahme der Serie WaBe B6 war nach 8 FTW eine Stagnation der Wasseraufnahme zu beobachten. Diese erreichte bereits nach 8 FTW einen Höchstwert von 0,57 M.-%. Die Flüssigkeitszunahme der anderen beiden Serien WaBe B7 und WaBe B4 stiegen im gesamten Verlauf der Prüfung kontinuierlich an. Nach Beendigung der Prüfung wies die Serie WaBe B4 einen Wert von 0,51 M.-% und die Serie WaBe B7 einen von 0,63 M.-% auf. Die deutlich hohe Wasseraufnahme in der Anfangsphase in allen drei Fällen hing höchstwahrscheinlich damit zusammen, dass die größeren Poren eine größere Wassermenge schneller aufsaug-

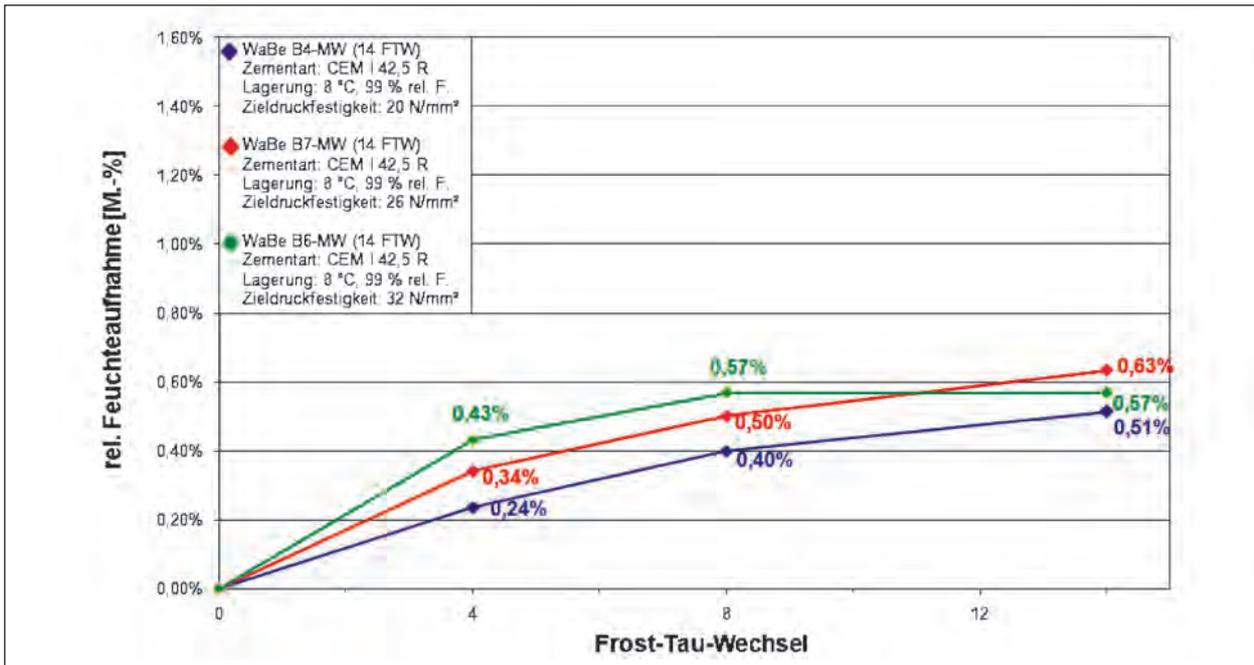


Bild 16: Relative Feuchteaufnahme ohne kapillares Saugen der Serien WaBe B4, WaBe B7 und WaBe B6

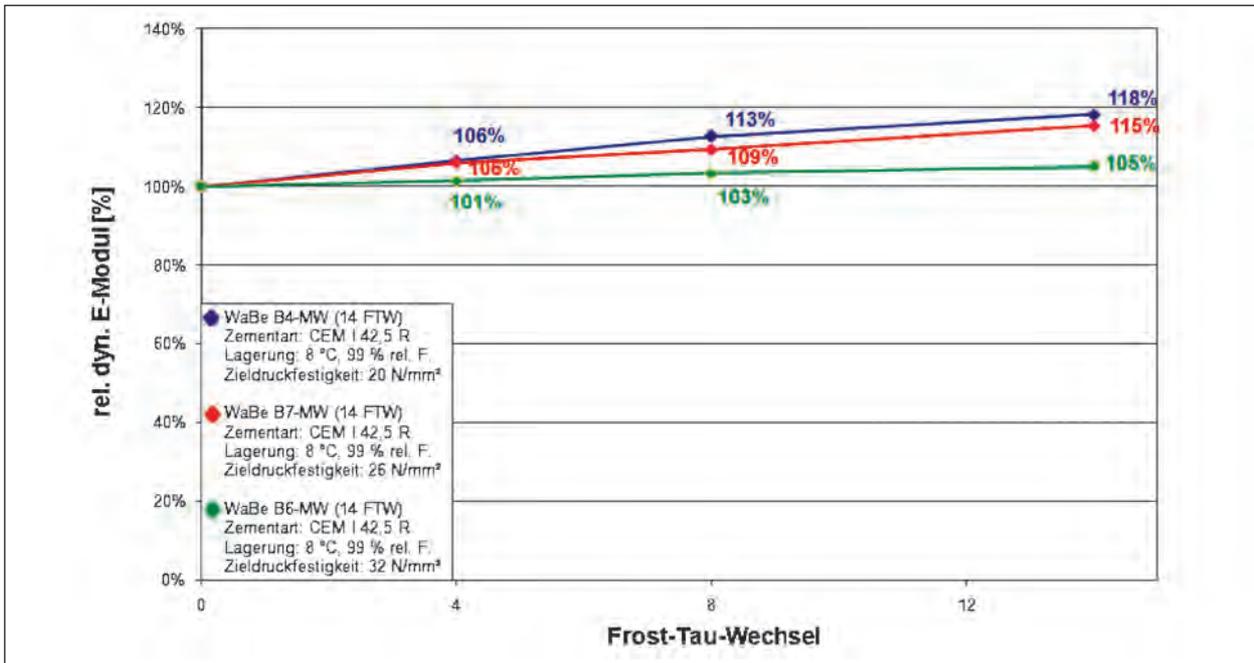


Bild 17: Relativer dynamischer E-Modul der Serien WaBe B4, WaBe B7 und WaBe B6

ten als im weiteren Verlauf der Prüfung, wo mit geringer werdenden Poren sich auch die Wassermenge sowie die Sauggeschwindigkeit verringerten. Letzteres würde die Stagnation der Wasseraufnahme bei der Serie WaBe B6 erklären.

Wie im Bild 17 deutlich zu erkennen, nahm der relative dynamische E-Modul bei allen drei Serien im gesamten Verlauf der Prüfung zu. Alle drei untersuchten Serien wiesen dabei nahezu lineare Kur-

venverläufe auf. Nach Beendigung der Prüfung wies die Serie WaBe B4 einen Höchstwert von 118 %, die Serie WaBe B7 115 % und die Serie WaBe B6 105 % auf. Insgesamt ist die Zunahme des relativen dynamischen E-Moduls auf die im Alter noch andauernde Hydratation zurückzuführen.

Somit konnte auch wie bei allen anderen untersuchten Betonen keine innere Schädigung über die gesamte Prüfdauer festgestellt werden.

### 4.3 Oberflächenzugfestigkeit und Beurteilung der Bruchflächen

#### 4.3.1 Prüfsérie WaBe A

Bild 18 zeigt, dass die höchsten Oberflächenzugfestigkeiten zwischen 3,2 N/mm<sup>2</sup> und 3,4 N/mm<sup>2</sup> insbesondere bei den unbefrosten Proben der Serie WaBe A5-II (8 °C, 99 % rel. F., 26 N/mm<sup>2</sup>) erreicht wurden. Auffallend war auch, dass die Oberflächenzugfestigkeiten der befrosten Proben hier mit zunehmenden Frost-Tau-Wechseln und damit zunehmendem Betonalter von 2,5 N/mm<sup>2</sup> bis 3,2 N/mm<sup>2</sup> anstiegen. Nach Beendigung der Frost-Tausalz-Prüfung, im Betonalter von 12 Tagen, wiesen die befrosten und die unbefrosten Proben die höchsten Oberflächenzugfestigkeiten von 3,4 N/mm<sup>2</sup> bzw. 3,2 N/mm<sup>2</sup> auf. Diese sind höchstwahrscheinlich auf die für die Hydratation und damit verbundene Festigkeitsentwicklung günstigen Lagerungsbedingungen bei 99 % rel. F. zurückzuführen.

Die Serie WaBe A8 (20 °C, 65 % rel. F., 26 N/mm<sup>2</sup>) wies demgegenüber sowohl bei den unbefrosten als auch befrosten Proben mit Werten zwischen 2,3 N/mm<sup>2</sup> und 2,7 N/mm<sup>2</sup> geringere Oberflächenzugfestigkeiten auf. Auch hier wurden mit zunehmendem Betonalter stets höhere Oberflächenzugfestigkeiten ermittelt. Es wird vermutet, dass den unbefrosten Proben durch die Lagerung bei 20 °C und 65 % rel. F. das zur vollständigen Hydratation notwendige Wasser oberflächennah durch Austrocknung entzogen wurde. Dies führte zu einer Störung der Hydratation, woraus die verhältnismäßig geringeren Oberflächenzugfestigkeiten resultierten. Nach Beendigung der Frost-Tausalz-Prüfung, in einem Betonalter von 9 Tagen, wiesen die unbefrosten und die befrosten Proben der Serie WaBe A8 die höchsten Oberflächenzugfestigkeiten von 2,7 N/mm<sup>2</sup> bzw. 2,6 N/mm<sup>2</sup> auf.

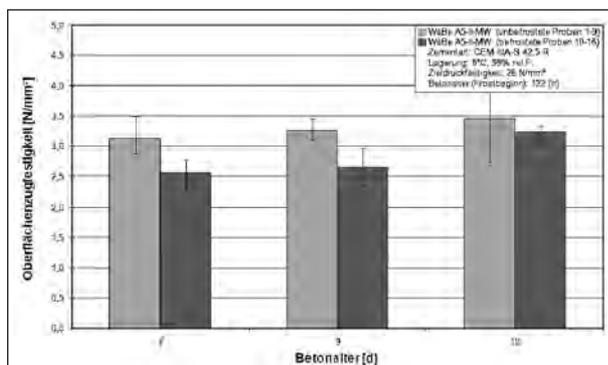


Bild 18: Oberflächenzugfestigkeiten der Serie WaBe A5-II

Bei den befrosten Proben der Serie WaBe A4-II (8 °C, 85 % rel. F., 26 N/mm<sup>2</sup>) wurden die höchsten Oberflächenzugfestigkeiten zwischen 2,7 N/mm<sup>2</sup> und 3,1 N/mm<sup>2</sup> zu allen drei Prüfzeitpunkten ermittelt. Die Oberflächenzugfestigkeiten der unbefrosten Proben lagen zwischen 2,3 N/mm<sup>2</sup> und 2,7 N/mm<sup>2</sup>. In einem Betonalter von 9 Tagen erreichten sowohl die befrosten als auch die unbefrosten Proben die höchsten Oberflächenzugfestigkeiten von 3,1 N/mm<sup>2</sup> bzw. 2,7 N/mm<sup>2</sup>. Nach Beendigung der Frost-Tausalz-Prüfung war eine Festigkeitsminderung der befrosten und unbefrosten Proben zu beobachten. In einem Betonalter von 12 Tagen wiesen beide etwas geringere Oberflächenzugfestigkeiten von 2,6 N/mm<sup>2</sup> bzw. 2,8 N/mm<sup>2</sup> auf.

Die unbefrosten Proben der Serie WaBe A6 (8 °C, 99 % rel. F., 20 N/mm<sup>2</sup>) zeigten mit steigender Frost-Tau-Wechsel-Anzahl größer werdende Oberflächenzugfestigkeiten von 2,5 N/mm<sup>2</sup> bis 2,9 N/mm<sup>2</sup>. Die Oberflächenzugfestigkeiten der befrosten Proben wiesen die gleiche Festigkeitsentwicklung wie die der unbefrosten Proben auf und befanden sich zwischen 2,5 N/mm<sup>2</sup> und 3,3 N/mm<sup>2</sup>. Analog zur Serie WaBe A5-II (8 °C, 99 % rel. F., 26 N/mm<sup>2</sup>) ist die Festigkeitssteigerung der unbefrosten Proben auf die günstige Feuchtlagerung bei 8

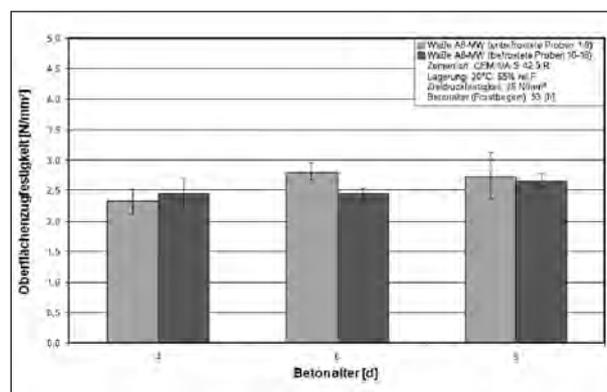


Bild 19: Oberflächenzugfestigkeiten der Serie WaBe A8

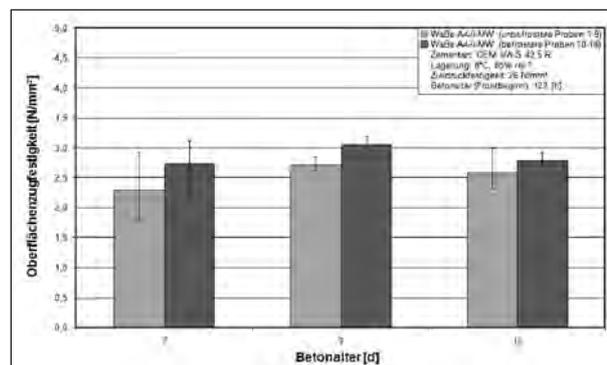


Bild 20: Oberflächenzugfestigkeiten der Serie WaBe A4-II

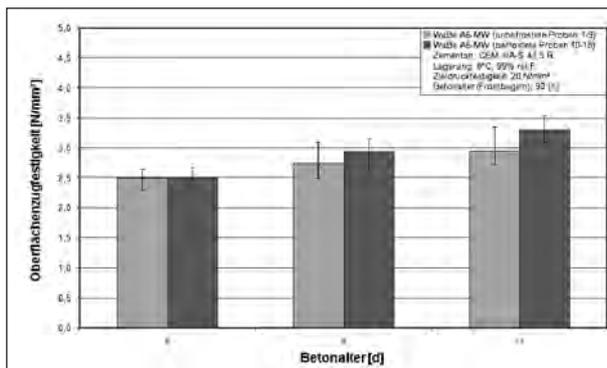


Bild 21: Oberflächenzugfestigkeiten der Serie WaBe A6

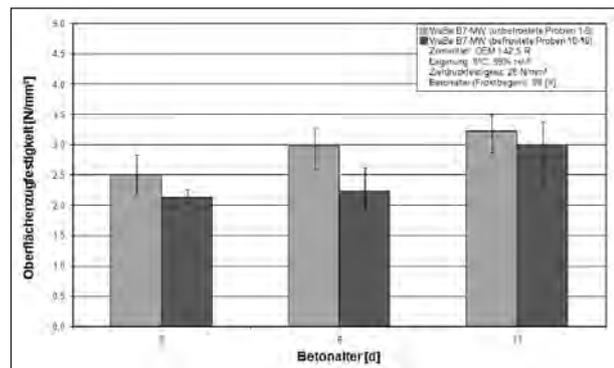


Bild 23: Oberflächenzugfestigkeiten der Serie WaBe B7

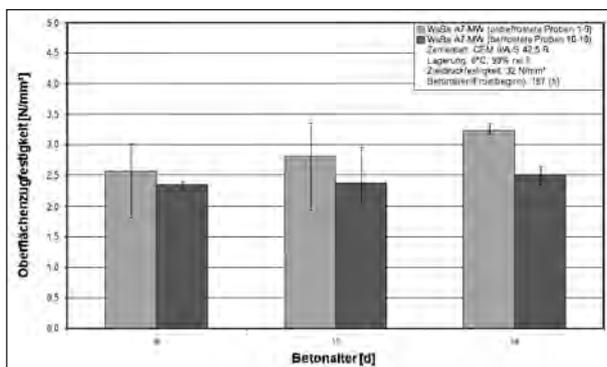


Bild 22: Oberflächenzugfestigkeiten der Serie WaBe A7

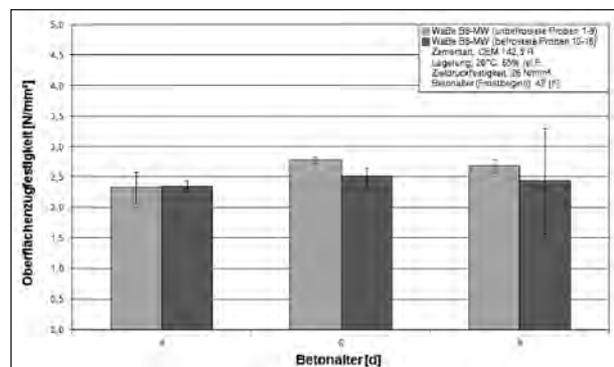


Bild 24: Oberflächenzugfestigkeiten der Serie WaBe B8

°C und 99 % rel. F. und der befestigten Proben auf die andauernde Hydratation während der Frost-Tausalz-Prüfung zurückzuführen.

Erwartungsgemäß wiesen die unbefrosten Proben der Serie WaBe A7 (8 °C, 99 % rel. F., 32 N/mm<sup>2</sup>) aufgrund der für die Hydratation günstigen Feuchtlagerung bei 8 °C und 99 % rel. F. hohe Oberflächenzugfestigkeiten zwischen 2,6 N/mm<sup>2</sup> und 3,3 N/mm<sup>2</sup> auf. Die Oberflächenzugfestigkeiten der befestigten Proben waren dagegen deutlich geringer und befanden sich zwischen 2,3 N/mm<sup>2</sup> und 2,5 N/mm<sup>2</sup>.

#### 4.3.2 Prüfserie WaBe B

Die Ergebnisse der unbefrosten Proben der Serie WaBe B7 (8 °C, 99 % rel. F., 26 N/mm<sup>2</sup>) bestätigten, dass sich die Feuchtlagerung bei 8 °C und 99 % rel. F. günstig auf die Hydratation und damit verbundene Festigkeitsentwicklung auswirkt. Die Oberflächenzugfestigkeiten nahmen mit zunehmendem Betonalter von 2,5 N/mm<sup>2</sup> bis 3,2 N/mm<sup>2</sup> zu. Die befestigten Proben wiesen ebenfalls mit zunehmendem Betonalter größer werdende Oberflächenzugfestigkeiten von 2,1 N/mm<sup>2</sup> bis 3,0 N/mm<sup>2</sup> auf. Nach Beendigung der Frost-Tausalz-

Prüfung, in einem Betonalter von 11 Tagen, erreichten die unbefrosten und befestigten Proben die höchsten Oberflächenzugfestigkeiten von 3,2 N/mm<sup>2</sup> bzw. 3,0 N/mm<sup>2</sup>.

Die unbefrosten Proben der Serie WaBe B8 (20 °C, 65 % rel. F., 26 N/mm<sup>2</sup>) zeigten im Vergleich zu der Serie WaBe B7 (8 °C, 99 % rel. F., 26 N/mm<sup>2</sup>) etwas geringere Oberflächenzugfestigkeiten zwischen 2,3 N/mm<sup>2</sup> und 2,7 N/mm<sup>2</sup>. Diese sind auf die geringe Festigkeitsentwicklung durch die Lagerung bei 20 °C und 65 % rel. F. zurückzuführen. Die Oberflächenzugfestigkeiten der befestigten Proben lagen zwischen 2,3 N/mm<sup>2</sup> und 2,5 N/mm<sup>2</sup>.

Bei der Serie WaBe B5-II (8 °C, 85 % rel. F., 26 N/mm<sup>2</sup>) zeigten die unbefrosten sowie die befestigten Proben hohe Oberflächenzugfestigkeiten zwischen 2,7 N/mm<sup>2</sup> und 3,4 N/mm<sup>2</sup> bzw. zwischen 2,7 N/mm<sup>2</sup> und 3,2 N/mm<sup>2</sup> auf. In einem Betonalter von 8 Tagen wiesen die unbefrosten und befestigten Proben die höchsten Oberflächenzugfestigkeiten von 3,4 N/mm<sup>2</sup> bzw. 3,2 N/mm<sup>2</sup> auf. Nach Beendigung der Frost-Tausalz-Prüfung, in einem Betonalter von 11 Tagen, wurde bei den befestigten Proben eine geringfügige Festigkeitsminderung festgestellt. Diese wiesen Oberflächenzugfestigkei-

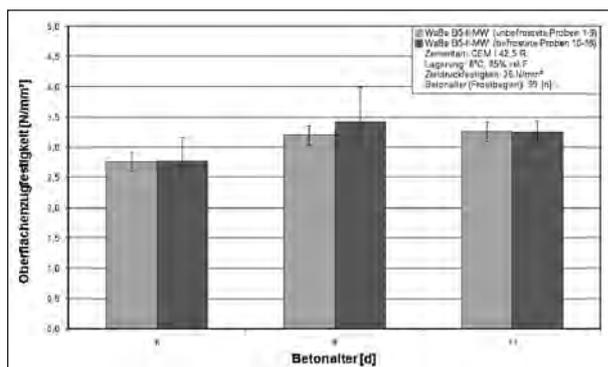


Bild 25: Oberflächenzugfestigkeiten der Serie WaBe B5-II

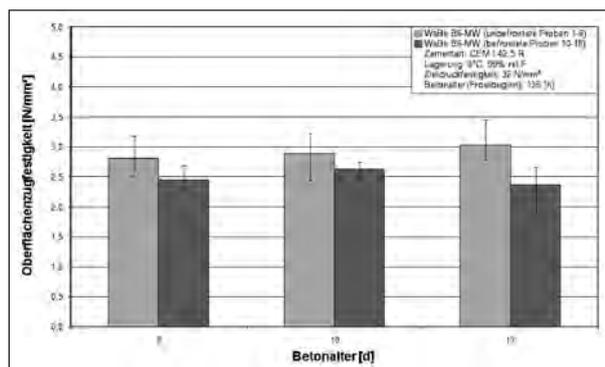


Bild 27: Oberflächenzugfestigkeiten der Serie WaBe B6

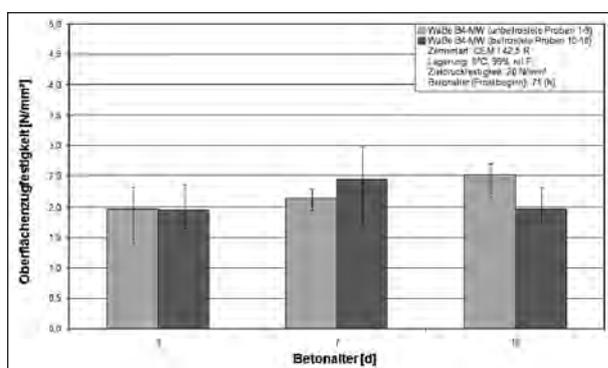


Bild 26: Oberflächenzugfestigkeiten der Serie WaBe B4

ten von 3,2 N/mm<sup>2</sup> auf. Die Oberflächenzugfestigkeiten der unbefrostenen Proben lagen in der gleichen Größenordnung.

Erwartungsgemäß wiesen die befestigten Proben der Serie WaBe B4 (8 °C, 99 % rel. F., 32 N/mm<sup>2</sup>), die mit einer geringen Zieldruckfestigkeit von 20 N/mm<sup>2</sup> in die Frosttruhe eingelagert wurden, deutlich geringe Oberflächenzugfestigkeiten zwischen 2,0 N/mm<sup>2</sup> und 2,4 N/mm<sup>2</sup> auf. Die Oberflächenzugfestigkeiten der unbefrostenen Proben nahmen mit zunehmendem Betonalter von 2,0 N/mm<sup>2</sup> bis 2,5 N/mm<sup>2</sup> zu. Diese Festigkeitssteigerung ist auf die für die Hydratation günstige Feuchtlagerung bei 8 °C und 99 % rel. F. zurückzuführen.

Die unbefrostenen Proben der Serie WaBe B6 (8 °C, 99 % rel. F., 32 N/mm<sup>2</sup>) wiesen zu allen Prüfzeitpunkten hohe Oberflächenzugfestigkeiten zwischen 2,7 N/mm<sup>2</sup> und 3,0 N/mm<sup>2</sup> auf. Auch hier beruht der Anstieg der Festigkeitssteigerung der unbefrostenen Proben auf der günstigen Feuchtlagerung bei 8 °C und 99 % rel. F.. Die Oberflächenzugfestigkeiten der befestigten Proben lagen zwischen 2,3 N/mm<sup>2</sup> und 2,6 N/mm<sup>2</sup>. Nach Beendigung der Frost-Tausalz-Prüfung, in einem Betonalter von 13 Tagen, wurden im Vergleich zu den un-

befrostenen Proben deutliche geringere Oberflächenzugfestigkeiten von 2,3 N/mm<sup>2</sup> ermittelt.

Zusammenfassend kann anhand der Ergebnisse der Oberflächenzugfestigkeitprüfungen geschlossen werden, dass sich die Feuchtlagerung bei 8 °C und 99 % rel. F. günstig auf die Hydratation und damit verbundene Festigkeitsentwicklung auswirkt.

#### 4.3.3 Bruchformen

Die Beurteilung der Bruchflächen erfolgte augenscheinlich nach der Durchführung der Oberflächenzugfestigkeitsprüfungen an den Waschbetonoberflächen. Dabei wurden bei allen untersuchten Betonen Kohäsionsbrüche sowohl in der Gesteinskörnung als auch in der Zementsteinmatrix festgestellt. Bei den Betonen mit relativ geringeren Oberflächenzugfestigkeiten fand der Kohäsionsbruch vorwiegend in den oberflächennahen Schichten statt, wohingegen die Betone mit höheren Oberflächenzugfestigkeiten Kohäsionsbrüche in tiefer liegenden Schichten aufwiesen. Die Ursachen hierfür konnten nicht eindeutig geklärt werden.

Bild 28 zeigt einen Kohäsionsbruch in der oberflächennahen Schicht bei einer befestigten Probe der Serie WaBe A8 (CEM II/A-S 42,5 R, 20 °C, 65 % rel. F., 26 N/mm<sup>2</sup>) in einem Betonalter von 9 Tagen. Zu diesem Prüfzeitpunkt wurden Oberflächenzugfestigkeiten von 2,6 N/mm<sup>2</sup> ermittelt.

Die Bilder 29 bis 32 zeigen dagegen Kohäsionsbrüche in tiefer liegenden Schichten zwischen befestigten und unbefrostenen Proben der Serien WaBe A4-II (CEM II/A-S 42,5 R) und WaBe B5-II (CEM I 42,5 R). Beide wurden der gleichen Lagerung bei 8 °C und 85 % rel. F. unterzogen und wurden mit der gleichen Zieldruckfestigkeit von 26 N/mm<sup>2</sup> in die Frosttruhe eingelagert. Zwischen den



**Bild 28:** Kohäsionsbruch der oberflächennahen Schicht der Probe WaBe A8-18 (Betonalter: 9 d)



**Bild 29:** Kohäsionsbruch der unbefrostenen Probe WaBe A4-II-6 (Betonalter: 9 d)



**Bild 30:** Kohäsionsbruch der befrostenen Probe WaBe A4-II-15 (Betonalter: 9 d)

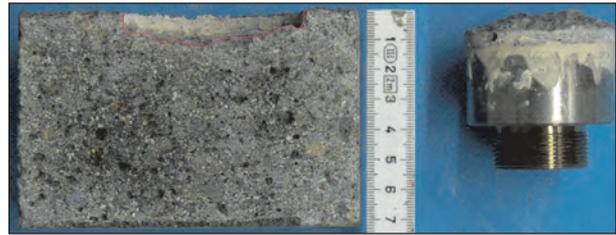
Bruchflächen der unbefrostenen und befrostenen Proben waren diesbezüglich keine nennenswerten Unterschiede zu beobachten. Die Proben wiesen eine Bruchtiefe von mindestens 10 mm auf.

Bei den unbefrostenen Proben der Serie WaBe A4-II (8 °C, 85 % rel. F., 26 N/mm<sup>2</sup>) wurden Oberflächenzugfestigkeiten von 3,3 N/mm<sup>2</sup> und bei den befrostenen Proben von 2,7 N/mm<sup>2</sup> ermittelt.

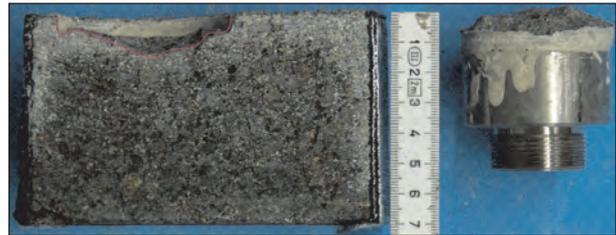
Die Oberflächenzugfestigkeiten der unbefrostenen Proben der Serie WaBe B5-II (8 °C, 85 % rel. F., 26 N/mm<sup>2</sup>) lagen bei 2,8 N/mm<sup>2</sup> und die der befrostenen bei 3,0 N/mm<sup>2</sup>.

Wie im Bild 33 deutlich zu erkennen, wiesen auch die Kohäsionsbrüche in tiefer liegenden Schichten einen Bruch sowohl in der Zementsteinmatrix als auch in der Gesteinskörnung auf. Eine Frostschädigung der Gesteinskörnung konnte ausgeschlossen werden.

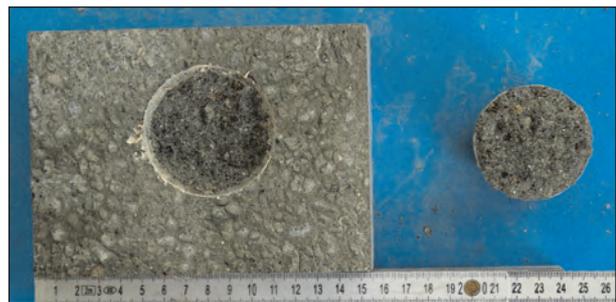
Aufgrund der generell erzielten Oberflächenzugfestigkeiten (> 1,5 N/mm<sup>2</sup>) ließ sich auf keine Be-



**Bild 31:** Kohäsionsbruch der unbefrostenen Probe WaBe B5-II-7 (Betonalter: 11 d)



**Bild 32:** Kohäsionsbruch der befrostenen Probe WaBe B5-II-17 (Betonalter: 11 d)



**Bild 33:** Kohäsionsbruch in tiefer liegenden Schichten der Probe WaBe B5-II-7 (Betonalter: 11 d)

einträchtigung der Dauerhaftigkeit der Korneinbettung an der Betonoberfläche schließen.

#### 4.4 Mittlere Oberflächentexturtiefe

Mit Hilfe des Sandfleckverfahrens wurde jeweils vor und nach der CDF-Prüfung die mittlere Oberflächentexturtiefe bestimmt (s. Kapitel 3.5) und versuchte, aus den Differenzen Aussagen über frostbedingte Änderungen zu treffen. Im Rahmen der durchgeführten Untersuchungen konnten bei allen untersuchten Betonen keine nennenswerten Unterschiede festgestellt werden. Die ermittelten Rautiefen befanden sich sowohl vor als auch nach der Frost-Tausalz-Prüfung innerhalb des geforderten Bereichs zwischen 0,6 mm und 1,1 mm nach ZTV Beton-StB 07. Die Einzelwerte dieser Prüfungen sind im Anhang zusammengestellt.

## 5 Zusammenfassung

Fahrbahndecken aus Beton müssen während ihrer gesamten Nutzungsdauer eine ausreichend hohe Griffbarkeit und ein günstiges Reifen/Fahrbahn-Geräusch aufweisen. Diese Eigenschaften können nur sichergestellt werden, wenn die Oberflächen-textur der Betonfahrbahn dauerhaft erhalten bleibt. Mit Einführung der Waschbetonbauweise nach österreichischem Vorbild haben sich Fahrbahndecken mit Waschbetonoberfläche im Hinblick auf die oben genannten Eigenschaften günstiger erwiesen als die herkömmlichen Fahrbahndecken aus Beton mit einer im Oberflächenmörtel, z. B. durch Jutetuch, erzeugten Oberflächentextur. Deshalb wurde die Waschbetonbauweise mit dem Allgemeinen Rundschreiben Straßenbau (ARS) Nr. 5/2006 [3] als lärmindernde Standardbauweise eingeführt. Dabei wird die Waschbetonoberfläche durch gezieltes Entfernen des Oberflächenmörtels hergestellt. Die grundlegenden Anforderungen für die Herstellung einer Waschbetonoberfläche werden im ARS Nr. 14/2006 [2] zusammengefasst. Vor diesem Hintergrund wurden bereits einschlägige Untersuchungen hinsichtlich einer optimierten Zusammensetzung und zielsicheren Herstellung von Waschbeton im Rahmen des Forschungsprojektes 08.185/2005/LRB „Optimierung von Waschbetonoberflächen“ [40] an der TU München durchgeführt. Dennoch fehlen weitere Erkenntnisse speziell über die Dauerhaftigkeit von Waschbetonoberflächen, die im Spätherbst hergestellt und bereits kurze Zeit später ersten Frost-Tausalz-Beanspruchungen ausgesetzt werden.

Im Rahmen einer Literaturstudie wurden die maßgeblichen Schadensmechanismen infolge Frost-Taumittel-Beanspruchung von Straßenbeton dargelegt. Des Weiteren wurden die beton-, einbau- sowie verarbeitungstechnologischen Aspekte zur zielsicheren Herstellung von Waschbeton erörtert. Aus zahlreichen Forschungsarbeiten ging hervor, dass mit einer modifizierten bzw. optimierten Beton-zusammensetzung, mit dem Glätten eines Längsglätters zur optimalen Ausrichtung und engen Anordnung der groben Gesteinskörner an der Waschbetonoberfläche, mit dem gleichmäßigen Aufsprühen des Kombinationsmittels und dem damit verbundenen richtigen Ausbürstzeitpunkt die angestrebte mittlere Oberflächentexturtiefe von 0,8 mm erzielt werden kann. Diese ist für die Sicherstellung der Griffbarkeit und dauerhafte Lärminderung von maßgebender Bedeutung.

Ziel der hier durchgeführten Laborversuche war es, die Dauerhaftigkeit von Waschbetonoberflächen bei Herstellung unter unterschiedlichen Klimabedingungen, insbesondere unter Einbeziehung frühwinterlicher Witterungsverhältnisse und bei frühzeitiger Verkehrsfreigabe mit gleichzeitiger Frost-Taumittel-Beanspruchung, zu untersuchen

Hierzu wurden Betonplatten mit einer Waschbetonoberfläche unter Variation zweier Zementarten (CEM I 42,5 R und CEM II/A-S 42,5 R) hergestellt. Zur Simulation spätherbstlicher Klimabedingungen wurden die Ausgangsstoffe vor dem Anmischen des Betons bei 8 °C und 85 % rel. F. vorgelagert. Anschließend wurden die hergestellten Betonplatten bei folgenden Klimabedingungen gelagert:

- 8 °C und 85 % rel. F.,
- 8 °C und 99 % rel. F.,
- 20 °C und 65 % rel. F.

Nach Erreichen der angestrebten Zieldruckfestigkeiten von 20, 26 und 32 N/mm<sup>2</sup>, die orientierend anhand des aus den Vorversuchen ermittelten Reifegrades abgeschätzt wurden, wurden Probekörper (150 x 110 x 70 mm<sup>3</sup>) aus den Betonplatten gesägt und damit schon frühzeitig einer modifizierten CDF-Prüfung unterzogen. Dabei wurde auf eine 7-tägige Vorlagerung durch kapillares Saugen verzichtet, um eine möglichst frühe Frost-Tausalz-Belastung einzuleiten.

Im Rahmen dieses Forschungsprojektes zeigten sich bei den CDF-Prüfungen sowie den anschließend vorgenommenen Oberflächenzugfestigkeitsprüfung nur geringfügige Unterschiede zwischen den beiden verwendeten Zementen CEM I 42,5 R und CEM II/A-S 42,5 R.

Während der gesamten Frost-Tausalz-Prüfung wurde bei allen untersuchten Betonen ein deutlicher Anstieg der relativen Feuchteaufnahme in den ersten beiden Tagen, entsprechend 4 Frost-Tau-Wechseln, festgestellt. Dieser beruhte auf dem Füllen größerer Poren mit Wasser, da die sonst übliche Wasseraufsaugperiode vor den eigentlichen Frostzyklen hier ja entfallen war. Im weiteren Verlauf nahm die Feuchteaufnahme zwar stetig, aber mit reduzierter Intensität zu, welches auf das spätere Füllen der kleineren Poren zurückzuführen ist.

Im Hinblick auf die Abwitterung, wurden bei den Serien mit der Zieldruckfestigkeit von 26 N/mm<sup>2</sup>, die

bei 20 °C und 65 % rel. F. gelagert wurden, der höchste Materialverlust verzeichnet. Während die Serien durch ihre Lagerung (8 °C, 85 % rel. F. sowie 99 % rel. F.) oberflächennah wassergesättigt waren, kam es bei den Serien mit Lagerung bei 20 °C, 65 % rel. F. zum Austrocknen der oberflächennahen Schicht. Dies erklärt auch die im Vergleich zu den anderen Serien höhere Wasseraufnahme zu Beginn der Prüfung.

Bei gleicher Lagerung bei 8 °C und 99 % rel. F. wiesen die Serien mit der höheren Zieldruckfestigkeit (32 N/mm<sup>2</sup>) erwartungsgemäß geringere Abwitterungsmengen als die mit einer Zieldruckfestigkeit von 20 N/mm<sup>2</sup> auf. Aufgrund der höheren Zieldruckfestigkeit zu Beginn der Prüfung sowie der fortschreitenden Hydratation war die Verfestigung des Betongefüges im Vergleich zu den anderen Serien ausgeprägter, welche sich günstig auf den Frost-Tausalz-Widerstand auswirkte. Einen ausreichend hohen Frost-Tausalz-Widerstand wiesen ebenfalls die Serien mit einer Zieldruckfestigkeit von 26 N/mm<sup>2</sup> auf.

Auffällig war die kontinuierliche Zunahme des relativen, dynamischen E-Moduls aller untersuchten Betone im gesamten Verlauf der Prüfung. Diese ist auf die in diesem frühen Alter noch intensiv andauernde Hydratation zurückzuführen.

Im Rahmen der Oberflächenzugfestigkeitsprüfungen wurden insbesondere bei den unbefrostenen Proben in der Feuchtlagerung bei 8 °C und 99 % rel. F. die höchsten Oberflächenzugfestigkeiten ermittelt. Im Gegensatz dazu, wurde den Betonen der Serien, die bei 20 °C und 65 % rel. F. lagerten, das zur vollständigen Hydratation notwendige Wasser offensichtlich im oberflächennahen Bereich durch Austrocknung entzogen. Dementsprechend wiesen diese Serien zu den jeweiligen Prüfzeitpunkten jeweils geringere Oberflächenzugfestigkeiten als die feuchter gelagerten Betonen auf.

Allen untersuchten Proben konnten Kohäsionsbrüche sowohl in der Zementsteinmatrix als auch in der Gesteinskörnung zugeordnet werden. Die Proben, die die größten Oberflächenzugfestigkeiten erreichten, wiesen Kohäsionsbrüche in tiefer liegenden Schichten auf, während bei den Proben mit geringeren Oberflächenzugfestigkeiten Kohäsionsbrüche in der oberflächennahen Schicht festgestellt wurden. Allerdings lässt sich auch in den Fällen mit gerissenen Gesteinskörnern aufgrund der generell erzielten Oberflächenzugfestigkeiten

(stets > 1,5 N/mm<sup>2</sup>) keine Beeinträchtigung der Dauerhaftigkeit (einschließlich der Korneinbettung) der Waschbetonoberfläche, die bei kühler und feuchter Witterung nur kurze Zeit erhärten konnte und frühzeitig Frost-Tausalz-Beanspruchung ausgesetzt wurde, erkennen, solange die Festigkeit des Betons bei der ersten Frosteinwirkung größer als rd. 20 N/mm<sup>2</sup> ist.

## 6 Resümee

Mit einer Druckfestigkeit von rd. 20 N/mm<sup>2</sup> zu Beginn der Frost-Tausalz-Beanspruchung (Mindestbetondruckfestigkeit von 26 N/mm<sup>2</sup> für eine frühzeitige Verkehrsfreigabe gemäß ZTV Beton-StB 07) konnte eine ausreichend dauerhafte Einbettung der groben Gesteinskörnung in der Betonoberfläche bei Waschbetonen, die unter frühwinterlichen Witterungsverhältnissen hergestellt und frühzeitig Frost-Tausalz-Beanspruchung ausgesetzt wurden, nachgewiesen werden.

## 7 Literatur

- [1] ADAM, T. (2006): Ein Modell zur Beschreibung der Hydratation von Beton in Abhängigkeit vom Feuchtegehalt. Dissertation. Fachbereich Bauingenieurwesen der Technischen Universität Darmstadt
- [2] Allgemeines Rundschreiben Straßenbau (ARS) Nr. 14/2006: Fahrbahndecken aus Beton mit Waschbetonoberflächen
- [3] Allgemeines Rundschreiben Straßenbau (ARS) Nr. 5/2006: Richtlinien für den Lärmschutz an Straßen – RLS-90
- [4] AUBERG, R. (1998): Zuverlässige Prüfung des Frost- und Frost-Tausalz-Widerstandes Beton mit dem CDF- und CIF-Test. Dissertation. Fachbereich Bauwesen an der Universität Essen. Aachen: Shaker Verlag
- [5] Baustofftechnische Daten (2005): Readymix, 19. Auflage, Ratingen
- [6] BECKHAUS, K.; WENZL, P., SCHIEßL, P. (2002): Texturbeständigkeit von Verkehrsflächen aus Beton. In: Straße und Autobahn, Heft 3, S. 142-148

- [7] BILGERI, P., EICKSCHEN, E., FELSCH, K., KLAUS, I., VOGEL, P., RENDCHEN, K. (Sehnde): Verwendung von CEM II und CEM III-Zementen in Fahrbahndeckenbeton. In: Beton-Informationen 02/2007, Seite 15-31
- [8] BILGERI, P., KLEEBERG, D. (2007): Betonfahrbahn mit Waschbetontextur – Tunnel Berghofen. Cemex-Zement-Beton-Forum 07. Kurzreferat
- [9] BOLLMANN, K. (2006): CEM I, II und III – Zemente für den Bau von Fahrbahndecken aus Beton. Cemex-Zement-Beton-Forum 06. Vortrag zu 16. ibausil 2006 in Weimar
- [10] BOLLMANN, K., LYHS, P., BILGERI, P.: Waschbeton – neue Bauweise für Betonfahrbahndecken. In: Beton-Informationen 02/2007, S. 32 ff.
- [11] BRANDES, C., STREHLEIN, D., SCHNITTEGER, A., SCHIEßL, P.: Widerstand von Straßenbeton bei früher Frost-Tausalz-Beanspruchung. In: Beiträge zur Betonstraßentagung 2007 in Erfurt. Eigenverlag, 2007
- [12] DIN 1045-2:2001-07: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 2: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität. Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1
- [13] DIN 1048-2:1991-06: Prüfverfahren für Beton – Prüfung der Oberflächenzugfestigkeit
- [14] DIN 1164-1:1994-10: Zement – Zusammensetzung, Anforderungen
- [15] DIN 13036-1:2001: Oberflächeneigenschaften von Straßen und Flugplätzen – Prüfverfahren – Teil 1: Messung der Makrotexturtiefe der Fahrbahnoberfläche mit Hilfe eines volumetrischen Verfahrens
- [16] DIN CEN/TS 12390-9:2006-08: Prüfung von Festbeton – Teil 9: Frost- und Frost-Tausalz-Widerstand – Abwitterung
- [17] DIN EN 12620:2003-04: Gesteinskörnungen für Beton
- [18] DIN EN 197-1:2000 + A1:2004: Zement – Teil 1: Zusammensetzung, Anforderung und Konformitätskriterien von Normalzement
- [19] DIN EN 206-1:2000: Beton – Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität
- [20] DIN EN ISO 11819-1:2001: Akustik – Messung des Einflusses von Straßenoberflächen auf Verkehrsgeräusche – Teil 1: Statistisches Vorbeifahrtverfahren
- [21] EIFERT, H.: Der Bau von Betonfahrbahndecken auf Straßen. Verein Deutscher Zementwerke e. V. In: Zement-Merkblatt Straßenbau S 2, 6.2007
- [22] EIFERT, H. (2007): Fahrbahndeckenbeton für Straßen. Verein Deutscher Zementwerke e. V. In: Beton 11/2007, S. 531 ff.
- [23] EISENMANN, J. (1979): Betonfahrbahnen. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn
- [24] FLEISCHER, W. (2007): Forschung und Entwicklung im Betonstraßenbau von 2005 bis 2007. In: Straße und Autobahn, Heft 12, S. 661-670
- [25] GRÜBL, P.; WEIGLER, H.; SIEGHART, K. (2001): Beton – Arten, Herstellung und Eigenschaften. Berlin: Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH
- [26] GRÜNING, R. (2002): Forschung und Entwicklung im Betonstraßenbau in den Jahren 1999 bis 2001. In: Straße und Autobahn, Heft 3, S. 125-128
- [27] HOHMANN, R.; SETZER, M. J. (1995): Bauphysikalische Formeln und Tabellen: Wärmeschutz – Feuchteschutz – Schallschutz, 2. Auflage. Düsseldorf: Werner Verlag
- [28] KELLER, M.; WERNER, R. (2002): Betonstraßenpraxis – Der Leitfaden für den Betonbelagsbau. Holcim
- [29] LOCHER, F. (2000): Zement – Grundlagen der Herstellung und Verwendung. Bau und Technik
- [30] MICHAL, M. (2007): Waschbeton in Österreich. In: Zement und Beton, Heft 6, S. 36-37
- [31] NISCHER, P.; SOMMER, H. (1994): Das Zementforschungsinstitut. In: Zement und Beton, Heft 2, S. 26-31

- [32] NISCHER, P.; STEIGENBERGER, J. (2006): Straßenbeton – Reparaturbeton: Verkehrsfreigabe bei winterlichen Bedingungen. In: Zement und Beton, Heft 4, S. 20-21
- [33] PALECKI, S. (2005): Hochleistungsbeton unter Frost-Tau-Wechselbelastung – Schädigungs- und Transportmechanismen. Dissertation. Fachbereich Bauwesen an der Universität Essen. Göttingen: Cuvillier Verlag
- [34] PERTL, W. (2000): Die neue österreichische Betonstraßenbauweise – 10 Jahre Erfahrung. In: Zement und Beton, Heft 1, S. 4-6
- [35] PILNY, F. (1966): Die Bedeutung des Porenraumes im Beton. In: Beton 16, Heft 4, S. 147-150
- [36] POWERS, T.C.; BROWNYARD, T.L. (1948): Studies of the Physical Properties of Hardened Portland Cement Paste. Journal of the American Concrete Institute
- [37] SCHIEßL, P.; BECKHAUS, K.; WENZL, P. (2004): Dauerhaftigkeit von Betondeckenoberflächen. In: Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik 902
- [38] SCHIEßL, P.; BRANDES, C.; SCHNITTGER, A.; STREHLEIN, D. (2008): Luftporenkennwerte in Abhängigkeit der Art und Dosierung des LP-Bildners und Zusammenhang mit dem Frost-Tausalz-Widerstand „texturierter“ Betonstraßendecken. In: Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik 986
- [39] SCHIEßL, P.; WENZL, P. (2008): Beständigkeit unterschiedlicher Texturgeometrien von Straßenbetonoberflächen unter Berücksichtigung der Betonzusammensetzung. In: Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik 984
- [40] SCHIEßL, P.; LOWKE, D.; WENZL, P.; SKARABIS, J. (2008): Optimierung von Waschbeton im Betonstraßenbau. Forschungsbericht FE 08.185/2005/LRB, München
- [41] SETZER, M. (1999): Grundlagen zu Frost-Tau-Prüfverfahren – Oberflächenabwitterung und innere Schädigung. In: Betonbau in Forschung und Praxis: Festschrift zum 60. Geburtstag von György Iványi. Düsseldorf: Verlag Bau + Technik
- [42] SETZER, M. J. (2000): Die Mikroislinsenpumpe – Eine neue Sicht bei Frostangriff und Frostprüfung. In: Ibausil, Band 1, S. 691-705
- [43] SETZER, M. J.; AUBERG, R.; HARTMANN, V. (1994): Bewertung des Frost-Tausalz-Widerstandes von Transportbeton. Forschungsbericht aus dem Fachbereich Bauwesen an der Universität Essen
- [44] SETZER, M. J.; PALECKI, S. (2006): Beiträge zur 6. CDF/CIF-Fachtagung – Prüfung des Frost- und Frost-Tausalz-Widerstandes von Beton. Göttingen: Cuvillier Verlag
- [45] SETZER, M.; KECK, H.-J.; PALECKI, S. (2007): Entwicklung eines Prüfverfahrens für Beton in der Expositionsklasse XF2. In: Berichte des Bundesanstalt für Straßenwesen, Brücken- und Ingenieurbau, Heft B 56
- [46] SETZER, M. J.; WOWRA, O.; REICK, M. (1999): Bestimmung der Dynamik der kapillaren Wasseraufnahme von Baustoffen. Bericht des IBPM, Universität-GH Essen
- [47] SOMMER, H. (1993): Lärmindernde Betonoberflächen. Schriftenreihe des Bundesministeriums für Wirtschaftliche Angelegenheiten (Österreich), Heft 415. Wien
- [48] SPRINGENSCHMID, R. (1969): Grundlagen und Praxis der Herstellung und Überwachung von Luftporenbeton. Zement und Beton 47 (1969), Heft 1, S. 19-25
- [49] STARK, J.; WICHT, B. (2000): Zement und Kalk, der Baustoff als Werkstoff. Brinkhäuser Verlag
- [50] STUDER, W. (1983): Frost-Tausalz-Schäden an Brückenbrüstungen. In: Baumängel – Behebung und Vorbeugung. Band 7: Frost-Tausalz-Schäden. Zürich: Baufachverlag
- [51] SULTEN, P.; WOLF, T. (2006): Waschbeton – Eine alternative Betonoberfläche. In: Straße + Autobahn 4
- [52] TL Gestein-StB 04: Technische Lieferbedingungen für Gesteinskörnungen im Straßenbau
- [53] TP Griff-StB (SCRIM) 2001: Technische Prüfvorschriften für Griffigkeitsmessungen im

---

Straßenbau – Teil: Messverfahren SCRIM.  
Köln: FGSV 408/1

- [54] VDZ: Betonausgangsstoffe, Betontechnologie und Betonbautechnik. In: VDZ-Tätigkeitsbericht 2005-2007. S. 98-139
- [55] WESCHE, K. (1993): Baustoffe für tragende Bauteile – Band 2, Beton, Mauerwerk. Wiesbaden, Berlin: Bauverlag GmbH
- [56] ZECH, B. (1980). Zum Gefrierverhalten des Wassers im Beton. Dissertation, Universität München
- [57] Zement-Taschenbuch 2000: Verein Deutscher Zementwerke e.V., 49. Auflage. Düsseldorf: Verlag Bau + Technik
- [58] ZTV Beton-StB 07: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton

## Schriftenreihe

### Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen

#### Unterreihe „Straßenbau“

### 1996

- S 11: Der Einfluß der Textur auf Reifen/Fahrbahngeräusch und Rollwiderstand – Untersuchungen im Prüfstand Fahrzeug/Fahrbahn  
Ullrich, Glaeser, Sander, Chudalla, Hasskelo, Löffler, Sievert € 15,00
- S 12: Offenporige Asphaltdeckschichten auf Außerortsstraßen – Projektgruppe „Lärmindernde Straßendecken“ € 10,00
- S 13: Qualität von mineralischen Straßenbaustoffen  
Tabbert € 16,50

### 1997

- S 14: 35. Erfahrungsaustausch über Erdarbeiten im Straßenbau € 16,50
- S 15: Anforderungen an Fugenfüllsysteme aus Temperaturdehnungen  
Eisenmann, Lechner € 12,50
- S 16: Sicherheitswirksamkeit ausgewählter Straßenbaumaßnahmen im Lande Brandenburg  
Schnüll, Handke, Seitz € 22,00

### 1998

- S 17: Restnutzungsdauer von Asphaltsschichten – Prüfung der Grundlagen zu ihrer Berechnung  
Wolf, Schickl € 13,00
- S 18: 2. Erfahrungsaustausch über rechnergestütztes Straßenerhaltungsmanagement € 14,50
- S 19: Einfluß der Bruchflächigkeit von Edelsplitten auf die Standfestigkeit von Asphalten  
Teil 1: Literaturoswertung  
Beckedahl, Nösler, Straube
- Teil 2: Einfluß des Rundkornanteils auf die Scherfestigkeit von Gesteinskörnungen  
Diel € 16,50

### 1999

- S 20: 36. Erfahrungsaustausch über Erdarbeiten im Straßenbau € 14,00
- S 21: Walzbeton: Ergebnisse aus neuester Forschung und langjähriger Praxis – Kompendium  
Birmann, Burger, Weingart, Westermann
- Teil 1: Einfluß der Zusammensetzung und der Verdichtung von Walzbeton auf die Gebrauchseigenschaften (1)  
Schmidt, Bohlmann, Vogel, Westermann
- Teil 2: Einfluß der Zusammensetzung und der Verdichtung von Walzbeton auf die Gebrauchseigenschaften (2)  
Weingart, Dreßler
- Teil 3: Messungen an einer Versuchsstrecke mit Walzbeton-Tragschicht an der B54 bei Stein-Neukirch  
Eisenmann, Birmann
- Teil 4: Temperaturdehnung, Schichtenverbund, vertikaler Dichtverlauf und Ebenheit von Walzbeton  
Burger € 17,00

### 2000

- S 22: 3. Bund-Länder-Erfahrungsaustausch zur systematischen Straßenerhaltung – Nutzen der systematischen Straßenerhaltung € 19,50
- S 23: Prüfen von Gesteinskörnungen für das Bauwesen  
Ballmann, Collins, Delalande, Mishellany, v. d. Elshout, Sym € 10,50

### 2001

- S 24: Bauverfahren beim Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund - Konsolidationsverfahren -  
Teil 1: Vergleichende Betrachtung von Konsolidationsverfahren beim Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund  
Teil 2: Erfahrungsberichte über ausgeführte Straßenbauprojekte auf wenig tragfähigem Untergrund unter Verwendung von Konsolidationsverfahren  
Koch € 17,50
- S 25: 37. Erfahrungsaustausch über Erdarbeiten im Straßenbau € 16,50

### 2002

- S 26: Bauverfahren beim Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund - Aufgeständerte Gründungsplaster  
Rogner, Stelter € 14,00
- S 27: Neue Methoden für die Mustergleichheitsprüfung von Markierungsstoffen – Neuentwicklung im Rahmen der Einführung der ZTV-M 02  
Killing, Hirsch, Boubaker, Krotmann € 11,50
- S 28: Rechtsfragen der Bundesauftragsverwaltung bei Bundesfernstraßen – Referate eines Forschungsseminars der Universität des Saarlandes und des Arbeitsausschusses „Straßenrecht“ am 25./26. September 2000 in Saarbrücken € 13,00
- S 29: Nichtverkehrliche Straßennutzung – Referate eines Forschungsseminars der Universität des Saarlandes und des Arbeitsausschusses „Straßenrecht“ am 24./25. September 2001 in Saarbrücken € 13,50

### 2003

- S 30: 4. Bund-Länder-Erfahrungsaustausch zur systematischen Straßenerhaltung – Workshop Straßenerhaltung mit System – € 19,50
- S 31: Arbeitsanleitung für den Einsatz des Georadars zur Gewinnung von Bestandsdaten des Fahrbahnaufbaues  
Golkowski € 13,50
- S 32: Straßenbaufinanzierung und -verwaltung in neuen Formen – Referate eines Forschungsseminars der Universität des Saarlandes und des Arbeitsausschusses „Straßenrecht“ am 23. und 24. September 2002 in Saarbrücken € 13,50
- S 33: 38. Erfahrungsaustausch über Erdarbeiten im Straßenbau € 17,50
- S 34: Untersuchungen zum Einsatz von EPS-Hartschaumstoffen beim Bau von Straßendämmen  
Hillmann, Koch, Wolf € 14,00

### 2004

- S 35: Bauverfahren beim Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund – Bodenersatzverfahren  
Grundhoff, Kahl € 17,50
- S 36: Umsetzung und Vollzug von EG-Richtlinien im Straßenrecht – Referate eines Forschungsseminars der Universität des Saarlandes und des Arbeitsausschusses „Straßenrecht“ am 22. und 23. September 2003 in Saarbrücken € 13,50

S 37: Verbundprojekt „Leiser Straßenverkehr – Reduzierte Reifen-Fahrbahn-Geräusche“  
Projektgruppe „Leiser Straßenverkehr“ € 16,50

## 2005

S 38: Beschleunigung und Verzögerung im Straßenbau – Referate eines Forschungsseminars der Universität des Saarlandes und des Arbeitsausschusses „Straßenrecht“ der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen am 27./28. September 2004 in Saarbrücken € 16,50

S 39: Optimierung des Triaxialversuchs zur Bewertung des Verformungswiderstandes von Asphalt  
Renken, Büchler € 16,00

S 40: 39. Erfahrungsaustausch über Erdarbeiten im Straßenbau € 17,50

S 41: Chemische Veränderungen von Geotextilien unter Bodenkontakt – Untersuchungen von ausgegrabenen Proben  
Schröder € 13,50

S 42: Veränderung von PmB nach Alterung mit dem RTFOT- und RFT-Verfahren – Veränderungen der Eigenschaften von polymer-modifizierten Bitumen nach Alterung mit dem RTFOT- und RFT-Verfahren und nach Rückgewinnung aus Asphalt  
Wörner, Metz € 17,50

S 43: Eignung frostempfindlicher Böden für die Behandlung mit Kalk  
Krajewski, Kuhl € 14,00

S 44: 30 Jahre Erfahrungen mit Straßen auf wenig tragfähigem Untergrund  
Bürger, Blossfeld, Blume, Hillmann € 21,50

## 2006

S 45: Stoffmodelle zur Voraussage des Verformungswiderstandes und Ermüdungsverhaltens von Asphaltbefestigungen  
Leutner, Lorenzl, Schmoeckel, Donath, Bald, Grätz, Riedl, Möller, Oeser, Wellner, Werkmeister, Leykauf, Simon € 21,00

S 46: Analyse vorliegender messtechnischer Zustandsdaten und Erweiterung der Bewertungsparameter für Innerortsstraßen  
Steinauer, Ueckeremann, Maerschalk € 21,00

S 47: Rahmenbedingungen für DSR-Messungen an Bitumen  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden.  
Hase, Oelkers € 24,50

S 48: Verdichtbarkeit von Asphaltmischgut unter Einsatz des Walzsektor-Verdichtungsgerätes  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden.  
Wörner, Bönisch, Schmalz, Bösel € 15,50

## 2007

S 49: Zweischichtiger offenporiger Asphalt in Kompaktbauweise  
Ripke € 12,50

S 50: Finanzierung des Fernstraßenbaus – Referate eines Forschungsseminars des Arbeitsausschusses "Straßenrecht" der FGSV am 25./26. September 2006 in Tecklenburg-Leeden € 15,50

S 51: Entwicklung eines Prüfverfahrens zur Bestimmung der Haftfestigkeit von Straßenmarkierungsfolien  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden.  
Killing, Hirsch € 14,50

S 52: Statistische Analyse der Bitumenqualität aufgrund von Erhebungen in den Jahren 2000 bis 2005  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden.  
Hirsch € 16,00

## 2008

S 53: Straßenrecht und Föderalismus – Referate eines Forschungsseminars des Arbeitskreises "Straßenrecht" am 24./25. September 2007 in Bonn € 15,50

S 54: Entwicklung langlebiger dünner Deckschichten aus Beton  
Silwa, Roßbach, Wenzl € 12,50

S 55: Dicke Betondecke auf Schichten ohne Bindemittel (SoB/STSuB)  
Leykauf, Birmann, Weller € 13,50

## 2009

S 56: Vergangenheit und Zukunft der deutschen Straßenverwaltung – Referate eines Forschungsseminars des Arbeitskreises "Straßenrecht" am 22./23. September 2008 in Bonn € 14,00

S 57: Vergleichende Untersuchung zweischichtiger offenporiger Asphaltbauweisen  
Ripke € 13,50

S 58: Entwicklung und Untersuchung von langlebigen Deckschichten aus Asphalt  
Ludwig € 15,50

S 59: Bestimmung des adhäsiven Potentials von Bitumen und Gesteinsoberflächen mit Hilfe der Kontaktwinkelmessmethode  
Hirsch, Friemel-Göttlich € 16,00

## 2010

S 60: Die Zukunftsfähigkeit der Planfeststellung – Referate eines Forschungsseminars des Arbeitskreises "Straßenrecht" am 21./22. September 2009 in Bonn € 15,50

S 61: Modell zur straßenbautechnischen Analyse der durch den Schwerverkehr induzierten Beanspruchung des BAB-Netzes  
Wolf, Fielenbach € 16,50

S 62: 41. Erfahrungsaustausch über Erdarbeiten im Straßenbau € 18,50

S 63: Vergleichsuntersuchungen zum Frosthebungsversuch an kalkbehandelten Böden, RC-Baustoffen und industriellen Nebenprodukten  
Blume € 16,00

S 64: Griffigkeitsprognose an offenporigen Asphalten (OPA) Teil 1: Bestandsaufnahme an vorhandenen Strecken  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de) heruntergeladen werden.  
Rohleder, Kunz, Wasser, Pullwitt, Müller, Ripke, Zöller, Pöppel-Decker € 23,00

S 65: Untersuchungen von Dübellagen zur Optimierung des Betondeckenbaus  
Freudenstein, Birmann € 14,00

S 66: Qualitätssicherung von Waschbetonoberflächen  
Breitenbücher, Youn € 14,50

---

Alle Berichte sind zu beziehen beim:

Wirtschaftsverlag NW  
Verlag für neue Wissenschaft GmbH  
Postfach 10 11 10  
D-27511 Bremerhaven  
Telefon: (04 71) 9 45 44 - 0  
Telefax: (04 71) 9 45 44 77  
Email: [vertrieb@nw-verlag.de](mailto:vertrieb@nw-verlag.de)  
Internet: [www.nw-verlag.de](http://www.nw-verlag.de)

Dort ist auch ein Kompletverzeichnis erhältlich.