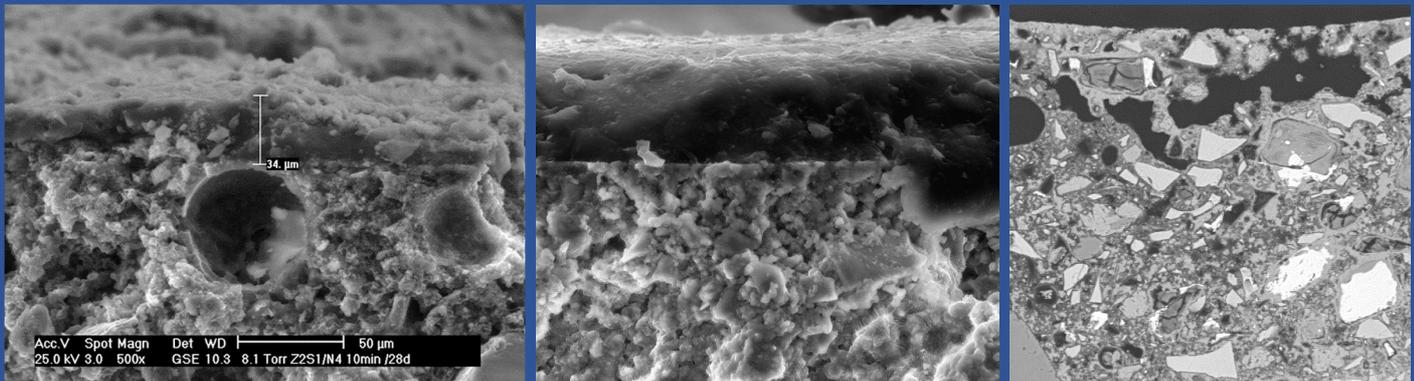


# ZUM EINFLUSS DER NACHBEHANDLUNG AUF DIE GEFÜGEAUSBILDUNG UND DEN FROST-TAUMITTELWIDERSTAND DER BETONRANDZONE

Dirk Ehrhardt



**ZUM EINFLUSS DER NACHBEHANDLUNG AUF DIE  
GEFÜGEAUSBILDUNG UND DEN FROST-TAUMITTELWIDERSTAND  
DER BETONRANDZONE**

**DISSERTATION**

zur Erlangung des akademischen Grades  
Doktor-Ingenieur

an der Fakultät Bauingenieurwesen der  
Bauhaus-Universität Weimar

vorgelegt von  
Dirk Ehrhardt  
aus Hamburg

Gutachter: 1. Univ. Prof. em. Dr.-Ing. habil. Jochen Stark (Mentor)  
2. Univ. Prof. Dr.-Ing. Horst-Michael Ludwig  
3. Univ. Prof. Dr.-Ing. Rolf Breitenbücher

Die öffentliche Disputation fand am 22. Dezember 2016 in Weimar statt.

# INHALTSVERZEICHNIS

INHALTSVERZEICHNIS .....	I
DANKSAGUNG .....	V
1 EINLEITUNG .....	1
1.1 Begriffsdefinitionen und Abgrenzungen .....	3
2 GRUNDLAGEN .....	5
2.1 Hydratation und Gefügeentwicklung .....	5
2.1.1 Entwicklung von Gefüge und Porosität .....	5
2.1.2 Zusammenhang zwischen Feuchteangebot und Hydratation .....	10
2.2 Verdunsten von Anmachwasser .....	14
2.3 Einfluss der Nachbehandlung .....	16
2.3.1 Allgemeines zum Einfluss der Nachbehandlung .....	16
2.3.2 Einfluss der Nachbehandlung auf den Frost-Tausalz-Widerstand .....	20
2.4 Nachbehandlung mit flüssigen Nachbehandlungsmitteln .....	22
2.4.1 Entwicklung der flüssigen Nachbehandlungsmittel .....	22
2.4.2 Technologie der Nachbehandlungsmittel in Deutschland .....	24
2.4.3 Filmbildung aus wässrigen Nachbehandlungsmitteln .....	27
2.4.4 Prüfung von flüssigen Nachbehandlungsmitteln .....	28
2.4.5 Effektivität der Nachbehandlungsmittel .....	30
2.4.6 Einfluss der Nachbehandlungsmittel auf den Frost-Tausalz-Widerstand .....	33
2.5 Verkehrsflächen aus Beton .....	36
2.6 Frost-Tausalz-Widerstand von Beton .....	38
2.6.1 Allgemeine Bemerkungen .....	38
2.6.2 Grundlagen zum Frost-Tausalz-Widerstand .....	38
2.6.3 Bestimmung des Frost-Tausalz-Widerstandes mittels CDF-Test .....	44
2.7 Normative Regelungen zur Nachbehandlung .....	45
2.7.1 Regelungen in Deutschland .....	45
3 AUSTROCKNUNG VON JUNGEM BETON .....	47
3.1 Hintergrund .....	47
3.2 Ausgangsstoffe und Untersuchungsmethoden .....	47
3.2.1 Zemente .....	47
3.2.2 Betonzusammensetzung und Herstellung .....	48
3.2.3 Herstellung der Proben .....	51
3.2.4 Lagerung und Nachbehandlungsverfahren .....	51
3.2.5 Verwendete Nachbehandlungsmittel .....	52
3.2.6 Bestimmung der Austrocknung über die Ermittlung des Wasserverlustes .....	53
3.2.7 Bestimmung der Austrocknung über die Messungen des elektrolytischen Widerstandes .....	53
3.2.8 Versuchsmatrix zur Darstellung des Untersuchungsumfangs .....	57
3.3 Ergebnisse .....	58

3.3.1	Wasserverlust von jungem Beton – ohne Nachbehandlung .....	58
3.3.2	Elektrolytischer Widerstand von jungem Beton ohne Nachbehandlung .....	61
3.3.3	Wasserabgabe von jungen Beton – mit Nachbehandlungsmaßnahmen.....	62
3.3.4	Elektrolytischer Widerstand von jungem Beton mit Nachbehandlung .....	64
3.4	Diskussion und Ableitung eines Modells.....	65
3.4.1	Austrocknung von jungem Beton ohne Nachbehandlung .....	65
3.4.2	Austrocknung von jungem Beton bei Nachbehandlung mit wässrigen Nachbehandlungsmitteln .....	74
3.4.3	Austrocknung von jungem Beton bei einer 5-tägigen wasserzuführenden Nachbehandlung .....	83
4	FTSW DER BETONRANDZONE .....	85
4.1	Hintergrund .....	85
4.2	Ausgangsstoffe und Untersuchungsmethoden .....	85
4.2.1	Probenherstellung und Lagerung .....	85
4.2.2	Bestimmung des Frost-Tausalz-Widerstandes .....	85
4.2.3	Statistische Betrachtungen.....	86
4.2.4	Umfang der Untersuchungen .....	87
4.3	Ergebnisse .....	88
4.3.1	Frost-Tausalz-Widerstand bei unterschiedlicher Nachbehandlung und Lagerung .....	88
4.4	Diskussion.....	93
4.4.1	FTSW ohne Nachbehandlungsmaßnahmen.....	93
4.4.2	FTSW mit Nachbehandlungsmaßnahmen.....	97
5	AUSLAGERUNGSVERSUCHE UND ERPROBUNGSSTRECKEN .....	102
5.1	Allgemeines .....	102
5.2	Probekörperversuche unter natürlicher Witterung .....	102
5.2.1	Materialien und Auslagerungsort.....	102
5.2.2	Bestimmung des Frost-Tausalz-Widerstandes .....	103
5.2.3	Umfang der Auslagerungsversuche .....	103
5.3	Erprobungsstrecken .....	104
5.3.1	Allgemeines .....	104
5.3.2	Lage der Erprobungsstrecken und Materialien .....	104
5.4	Ergebnisse .....	106
5.4.1	Austrocknung und FTSW von im Freien erhärteten Würfelproben.....	106
5.4.2	Baubegleitende Untersuchungen an Erprobungsstrecken.....	114
5.4.3	Vergleichende Untersuchungen vor Ort .....	116
5.5	Diskussion.....	119
5.5.1	Auswirkung einer Freilagerung.....	119
5.5.2	Vergleich zwischen Labor- und Praxisbedingungen .....	121
6	GEFÜGE DER BETONRANDZONE .....	123
6.1	Allgemeines .....	123

6.2	Materialien und Untersuchungsmethoden .....	123
6.2.1	Proben .....	123
6.2.2	Elektronenmikroskopie und digitale Bildanalyse zur Gefügeuntersuchung ....	124
6.2.3	Ableitung des Wasser-Zementverhältnisses und des Hydratationsgrads mittels Digitaler Bildanalyse .....	129
6.2.4	Bestimmung der Carbonatisierungstiefe.....	131
6.3	Ergebnisse .....	131
6.3.1	Visuelle Beschreibung der Randzone.....	131
6.3.2	Zementsteinporosität bestimmt mittels digitaler Bildanalyse .....	135
6.3.3	Abschätzung des w/z-Wertes und des Hydratationsgrades .....	137
6.3.4	Carbonatisierungstiefen .....	139
6.4	Diskussion.....	140
7	RECHNERISCHE BETRACHTUNGEN .....	144
7.1	Allgemeines .....	144
7.2	Modellbeschreibung .....	145
7.2.1	Teilprozesse.....	145
7.2.2	Kapillarer Feuchtetransport nach Krischer.....	146
7.2.3	Feuchtetransport durch Diffusion .....	147
7.2.4	Feuchtespeicherung.....	149
7.2.5	Wasserdampfübergang .....	152
7.2.6	Wärmetransport .....	153
7.2.7	Wärmeübergang .....	154
7.2.8	Witterungsbedingungen .....	158
7.2.9	Berücksichtigung der Gefügeentwicklung über das äquivalente Alter.....	159
7.2.10	Wasserverbrauch durch die Hydratation .....	161
7.3	Experimentelle Bestimmung von Feuchtekenngößen.....	162
7.3.1	Materialien .....	162
7.3.2	Untersuchungen zum Wasserdampfdiffusionswiderstand von NBM.....	162
7.3.3	Untersuchungen zum Wasserdampfdiffusionswiderstand von Mörtel .....	163
7.3.4	Quecksilberhochdruckporosimetrie .....	164
7.3.5	Experimentelle Bestimmung des Feuchteleitkoeffizienten .....	165
7.3.6	Bestimmung der inneren spezifischen Oberfläche der Mörtel.....	166
7.4	Ergebnisse aus experimentellen Untersuchungen.....	167
7.4.1	Wasserdampfdurchlässigkeit von NBM .....	167
7.4.2	Wasserdampfdurchlässigkeit von Mörtel bei unterschiedlichem Alter.....	168
7.4.3	Entwicklung der spezifischen Oberfläche der Mörtel .....	169
7.4.4	Porengrößenverteilung.....	169
7.4.5	Experimentell bestimmter Feuchteleitkoeffizient.....	171
7.5	Rechnerische Ableitung von Transport- und Speicherkenngrößen .....	171
7.5.1	Zeitliche Entwicklung des Wasserdampfdiffusionswiderstandes von Mörtel ..	171
7.5.2	Feuchtespeicherfunktion (Sorptionsisotherme).....	173
7.5.3	Abschätzung des Feuchteleitkoeffizienten aus der Porenradienverteilung ....	176
7.5.4	Weitere Wege zur Bereitstellung des Feuchteleitkoeffizienten .....	176
7.5.5	Abschätzung des Feuchteleitkoeffizienten in dieser Arbeit .....	178
7.6	Modellierung .....	184
7.6.1	Transportgleichungen.....	184

---

7.6.2	Numerische Umsetzung .....	185
7.6.3	Grenzen des Modells .....	188
7.7	Ergebnisse und Validierung.....	188
7.7.1	Vergleich zwischen eigenen Berechnungen und Berechnungen mit WUFI....	188
7.7.2	Übergang von Kapillarphase zur Übergangsphase bei der Austrocknung von jungem Beton .....	191
7.7.3	Vergleich mit Messergebnissen aus der Literatur .....	193
7.7.4	Parameterstudie - Porosität der Betonrandzone.....	195
8	FAZIT UND ZUSAMMENFASSUNG .....	201
8.1	Wissenschaftliche Erkenntnisse .....	201
8.2	Schlussfolgerungen für die Praxis .....	204
8.2.1	Hüttensandhaltige Zemente – prinzipiell kritisch bezüglich FTSW?.....	204
8.2.2	Definition der Nachbehandlungsempfindlichkeit in Bezug auf den FTSW.....	205
8.2.3	Wirksamkeit von flüssigen Nachbehandlungsmitteln (NBM) .....	207
	LITERATURVERZEICHNIS .....	209
	EHRENWÖRTLICHE ERKLÄRUNG.....	227

## DANKSAGUNG

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am F.A. Finger-Institut für Baustoffkunde an der Bauhaus-Universität Weimar.

Mein tiefer Dank gilt Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Jochen Stark für die Möglichkeit forschend auf dem Gebiet der Nachbehandlung von Beton tätig zu werden. Sein mir entgegengebrachtes Vertrauen und seine Unterstützung, die er mir auch nach seiner Emeritierung zuteilwerden ließ, bildeten einen wesentlichen Grundstein für das Gelingen der Arbeit.

Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Horst.-Michael Ludwig danke ich, dass er nach seinem Ruf an die Bauhaus-Universität Weimar die Anschlussbetreuung übernahm und es mir ermöglichte die begonnenen Arbeiten fortzusetzen und zu vertiefen. Bei Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Rolf Breitenbücher möchte ich mich für die Begutachtung meiner Arbeit bedanken. Darüber hinaus waren mir seine hilfsbereite und unterstützende Art im Zusammenhang mit der Gremienarbeit bei der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen eine große Motivation.

Mein Dank gilt ebenfalls allen Mitarbeiterinnen und Mitarbeitern des F.A. Finger – Instituts für Baustoffkunde, da sie alle für das freundliche und kollegiale Arbeitsklima am Institut gesorgt haben. Diese besondere Arbeitsatmosphäre am FIB hat in großem Maße zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen. Ganz besonders möchte ich mich bei Frau Dipl.-Ing. Anka Frenzel-Schirmacher bedanken, die zum Zeitpunkt meines Eintritts in die Forschungsarbeiten bereits wichtige Grundsteine am Institut gelegt hatte. Ein besonderer Dank gebührt ihr auch deshalb, weil sie mir bei der Fertigstellung der Arbeit als kritische Diskussionspartnerin stets zur Seite stand. Aus gleichem Grund möchte ich mich herzlich bei Herrn Dipl.-Ing. Matthias Müller bedanken. Meinem Freund und Büronachbarn am F.A. Finger-Institut für Baustoffkunde, Herrn Dipl.-Ing. Andreas Giese, danke ich für seine stete Hilfsbereitschaft und seine freundschaftliche Unterstützung.

Bei meinen damaligen studentischen Hilfskräften Frau Dipl.-Ing. Barbara Diesmann und Herrn Dipl.-Ing. Tim Link möchte ich mich für die Unterstützung bei der Durchführung meiner Versuche bedanken.

Meiner Familie sage ich: „Danke für alles!“

## 1 EINLEITUNG

Beton ist heute der wichtigste Massenbaustoff im Bauwesen. Allein die deutsche Transportbetonindustrie hat im Jahr 2013 ca. 46 Mio. Kubikmeter Beton hergestellt und auf die Baustellen transportiert [1]. Hinzu kommen zusätzliche Millionen Kubikmeter an Beton aus der Fertigteile- und Betonwarenindustrie. Der Erfolg des Betons ist eng mit seiner Vielseitigkeit verbunden. Denn Beton wird heute nicht mehr nur zur Herstellung einfacher Stützen, Träger, Wände oder Massenbetonbauwerken verwendet. Die stetigen Fortschritte in der Betontechnologie und in der Bemessung von Stahlbetontragwerken führen dazu, dass sich für Beton immer wieder neue Einsatzgebiete erschließen. Die Grundvoraussetzung für seinen Erfolg sind aber seine hohe Dauerhaftigkeit und die Tatsache, dass Beton als plastisches Material eingebaut werden kann und erst in seiner endgültigen Form vollständig erhärtet.

Die Festigkeits- und Gefügeentwicklung des Betons beruht auf der Reaktion des Zementes mit Wasser. Bei diesem Vorgang, der Hydratation genannt wird, bindet der Zement eine Wassermenge, die etwa 40 % seiner Masse entspricht. Das Ergebnis ist ein fester Zementstein, der die Gesteinskörner miteinander verkittet. Die Verfestigung des Zementleims ist ein Prozess, der sich i.d.R. über einen Zeitraum von mehreren Wochen erstreckt und der nur bei Anwesenheit von ausreichend Wasser abläuft. Wird dem Beton vorzeitig Wasser entzogen, verlangsamt sich die Erhärtungsreaktion des Zementes und kommt schließlich ganz zum Stillstand. Damit Beton seine volle Leistungsfähigkeit erreichen kann, muss deshalb sichergestellt werden, dass das Wasser solange im Beton zurückgehalten wird, bis die Reaktion des Zementes so weit fortgeschritten ist, dass der Beton eine ausreichende Festigkeit und Dauerhaftigkeit erreicht hat. Alle Maßnahmen, die dazu dienen, dem Zement ausreichend Wasser zur Verfügung zu stellen, werden allgemein unter dem Begriff der Betonnachbehandlung zusammengefasst.

Bereits seit den Anfängen des Betonbaus weisen Veröffentlichungen darauf hin, dass Beton nachbehandelt werden muss, damit die erforderliche Qualität erreicht wird. Auch heute noch werden regelmäßig Untersuchungen veröffentlicht, die die Notwendigkeit der Betonnachbehandlung belegen. Einschlägige Normen für den Betonbau (DIN EN 206, DIN 1045-3, DIN EN 13670) definieren deshalb Anforderungen bezüglich der mindestens notwendigen Nachbehandlung. Herstellerfirmen von zementgebundenen Baustoffen (z. B. zementgebundene Betoninstandsetzungsmaterialien, Trockenbetone) oder Transportbetonlieferanten weisen in Technischen Merkblättern bzw. in Lieferscheinen auf die Notwendigkeit der Nachbehandlung explizit hin.

Aus vertragsrechtlicher Sicht sind die meisten Nachbehandlungsmaßnahmen im Betonbau gemäß VOB Teil C (DIN 18331 09-2012), Abs. 4.1.2 Nebenleistungen, die nicht gesondert vergütet werden. Dies führt dazu, dass die Nachbehandlung oft auch als eine „Nebenleistung“ angesehen wird. Die Festlegung, dass Nachbehandlungsmaßnahmen gemäß VOB Teil C (DIN 18331 09-2012), Abs. 0.4 Nebenleistungen darstellen, die für eigene LV-Positionen in Betracht kommen können, kann dies nicht aufwiegen. In vielen Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen im Ingenieur-, Wasser-, und Straßenbau (ZTV-ING; ZTV-W, ZTV-Beton StB) werden Nachbehandlungsmaßnahmen dagegen gesondert behandelt. Im Standardleistungskatalog LB 114 [2] für die Betonfahrbahndecken wird beispielsweise der Nachbehandlung eine eigene LV-Position zugeschrieben – in diesem Fall wird die Nachbehandlung direkt vergütet. Da jedes Angebot eines Auftragnehmers der Preisbildung des freien Marktes unterliegt, wird i.d.R. die Nachbehandlung dennoch eher beiläufig behandelt.

Im Rahmen von Laborprüfungen wird Beton zum Nachweis seiner Leistungsfähigkeit zumeist durch eine Unterwasserlagerung intensiv nachbehandelt. Dieser guten Nachbehandlung ste-

hen die Nachbehandlungsmaßnahmen, die unter baupraktischen Bedingungen durchgeführt werden können gegenüber. Da dies in den seltensten Fällen der Qualität einer mehrtägigen Unterwasserlagerung gleichkommt, muss man nach der Güte und Wirksamkeit der Nachbehandlungsmaßnahmen auf der Baustelle oder im Fertigteilwerk fragen. Die DIN 1045-3 gibt zwar in Abhängigkeit der frühen Festigkeitsentwicklung des Betons, der Erhärtungstemperaturen und der Betonexposition Mindestnachbehandlungsdauern an, es findet jedoch keine Differenzierung bezüglich verschiedener Nachbehandlungsverfahren statt. Gewisse Schwankungen in der Nachbehandlungsqualität mögen durch Sicherheitsbeiwerte abgedeckt sein, bei sehr ungünstigen Bedingungen sind aber Schäden nicht mehr auszuschließen.

Ein typisches Beispiel für diese Problematik ist die im Verkehrsflächenbau weit verbreitete Nachbehandlung durch flüssige Nachbehandlungsmittel. Hier stellt sich die Frage, ob eine Nachbehandlung mit Nachbehandlungsmitteln genauso wirksam ist, wie eine Nachbehandlung durch Auflegen einer ständig feuchten Abdeckung? Ein direkter Nachweis der gleichen Wirksamkeit verschiedener Nachbehandlungsmaßnahmen ist im allgemeinen Baustellenbetrieb schwer zu führen. Gemäß DIN 1045-3 (03-2012) Abs. 2.8.7 dürfen alle Nachbehandlungsmaßnahmen eingesetzt werden, die „... sicherstellen, dass ein übermäßiges Verdunsten von Wasser über die Betonoberfläche verhindert wird“. Lediglich für die Anwendung von Nachbehandlungsmitteln muss die prinzipielle Wirksamkeit nachgewiesen werden. Mögliche Prüfverfahren, um diesen Nachweis zu führen (TL NBM-StB 09, CEN/TS 14754-1) berücksichtigen aber nur die Veränderung der Wasserabgabe. Eine Eignung ist nach diesen Regelwerken dann gegeben, wenn die Wasserabgabe bezogen auf eine unbehandelte Probe um einen bestimmten Betrag reduziert wird. Bislang ist jedoch nicht gesichert, ob ein so nachbehandelter Beton die gleichen Eigenschaften entwickelt, wie ein für mehrere Tage feucht nachbehandelter Beton.

Unsicherheiten bezüglich Intensität und Dauer der notwendigen Nachbehandlung bestehen auch im Zusammenhang mit Zementen, die neben Portlandzementklinker noch weitere Hauptbestandteile aufweisen (Kompositzemente). Für die CEM II und CEM III Zemente bestehen in zusätzlichen Vertragsbedingungen (z. B. ZTV-Beton StB 07) häufig generelle Anwendungsverbote bzw. diese Zemente dürfen nur mit Zustimmung des Auftraggebers eingesetzt werden. Dies begründet sich zum Teil aus früheren Schadensfällen, die bei Verwendung dieser Zemente festgestellt wurden. So wurden im Jahr 2002 bzw. 2003 auf der BAB A4 und auf der BAB A 71 bei Erfurt zwei Schadensfälle durch hohe Abwitterungen von Betonen unter Verwendung von CEM II/B-S festgestellt. Auch für Brückenkappen wird Beton mit CEM II/B-S oder CEM III/A als kritisch angesehen. Generell galten und gelten Zemente mit mehreren Hauptbestandteilen aufgrund der veränderten Gefügeentwicklung als nachbehandlungsempfindlicher. In der Praxis entsteht deshalb oft die Situation, dass der Auftraggeber aufgrund von oben genannten Unsicherheiten bezüglich bauseits ausführbarer Nachbehandlungsmaßnahmen der Verwendung von Kompositzementen nicht zustimmt. Da gerade hüttensandhaltige Zemente bei der Vermeidung einer AKR eine bedeutende Rolle spielen können [3], gilt es etwaige Anwendungsunsicherheiten dieser Zemente hinsichtlich des Frost-Tausalz-Widerstandes genau zu kennen. Nur, wenn auch mit hüttensandhaltigen Zementen eine hohe Anwendungssicherheit gewährleistet werden kann und das auch allgemein anerkannt wird, ist eine breite Anwendung dieser Zemente zur Vermeidung einer AKR im Betonflächenbau überhaupt möglich.

Aus den oben geführten Darstellungen wird deutlich, dass bezüglich der Notwendigkeit der Nachbehandlung von Beton ein breiter Konsens besteht. Andererseits besteht hinsichtlich des Umfangs und der Wirkung verschiedener Nachbehandlungsvarianten eine große Unsicherheit. Hinzu kommen ökonomische Zwänge, so dass trotz in jüngster Zeit verstärkter Be-

achtung der Nachbehandlungsthematik die Aussage von Gerd Wischers [4], die Nachbehandlung sei das Stiefkind der Betonpraxis, auch heute noch eine gewisse Berechtigung hat.

Es ist deshalb notwendig Bewertungskriterien abzuleiten, mit denen die Qualität von bauseits üblichen Nachbehandlungsmaßnahmen besser bewertet werden können. Da im Verkehrsflächenbau nahezu ausschließlich mit flüssigen Nachbehandlungsmitteln nachbehandelt wird, gilt es diese bezüglich Ihrer Wirkungsweise und Leistungsfähigkeit näher zu untersuchen. Zur Bewertung der Wirksamkeit von Nachbehandlungsmitteln existieren bis auf den häufig bestimmten Sperrkoeffizienten nur wenige Kenntnisse. Zwar bleibt ein Nachbehandlungsmittel 12 Tage und länger auf dem Beton vorhanden. Man muss jedoch fragen, ob das Nachbehandlungsmittel auch über einen solch langen Zeitraum eine ausreichende Wirkung erzielt. Darüber hinaus ist es von großer Relevanz herauszuarbeiten wie sich die Nachbehandlungsempfindlichkeit eines Zementes ableiten lässt. Dabei gilt es zu klären, ob allein die Tatsache, dass kein reiner Portlandzement verwendet wird, dazu führt, dass der Beton besonders nachbehandlungsempfindlich ist. Mit dieser Arbeit soll ein Beitrag geleistet werden, die Zusammenhänge zwischen der Austrocknung, der Nachbehandlung und den resultierenden Eigenschaften des Betons besser zu verstehen.

Im Laufe der Bearbeitung der Thematik wurde die Komplexität deutlich. Insbesondere der Einfluss der klimatischen Bedingungen auf die Austrocknung der jungen Betonrandzone und die daraus resultierenden Auswirkungen auf die Hydratation und Gefügeentwicklung sind sehr vielseitig. Andererseits entziehen sich die Phänomene einer genauen messtechnischen Untersuchung, da die Ortsauflösung von Messmethoden meist nicht ausreichend ist und die Witterung entweder zu stark abstrahiert wird (konstante Lagerung) oder aber nicht realitätsnah erfasst werden kann (tageszeitliche und jahreszeitliche Schwankungen). Aus diesem Grund wird in dieser Arbeit versucht, Grundlagen zu erarbeiten, die zu einer Modellierung der Zusammenhänge zwischen Austrocknung und Gefügeentwicklung dienen können.

## 1.1 Begriffsdefinitionen und Abgrenzungen

Regelwerke und Normen des Betonbaus schreiben vor, dass der Beton nach dem Einbau nachzubehandeln ist, um ihn vor einem vorzeitigen Wasserverlust zu schützen. Dabei gilt es, zwei grundsätzliche Schädigungen des Betons zu vermeiden. Dies sind zum einen die Entstehung von Fröhschwindrissen und zum anderen die Beeinträchtigung der Hydratation durch Wasserverlust. Zwar ist die Ursache für beide Schädigungsarten das Verdunsten des Anmachwassers, bezüglich der Schädigungsmechanismen, des Schädigungszeitraums und möglicher Abwehrstrategien weisen die beiden Schädigungsarten jedoch deutliche Unterschiede auf.

Von Fröhschwindrissen spricht man bei Rissen, die eintreten, wenn der Beton noch plastisch ist und keine messbare Festigkeit aufweist. Ursache der Rissbildung ist ein Unterdruck, der beim Entleeren der Kapillaren im grünen Beton durch Meniskenbildung entsteht und der umso größer ist, je feiner die gerade entleerten Kapillaren sind. Da die Austrocknung kapillarporöser Körper von den großen zu den kleinen Kapillaren verläuft, werden zunächst die Kapillaren mit dem größten Durchmesser entleert und erst nach vollständiger Entleerung dieser setzt sich die Austrocknung zu den nächst kleineren Kapillaren fort [5, 6, 7, 8]. Dies bedeutet erstens: Solange ein dünner Feuchtigkeitsfilm die Betonoberfläche bedeckt, kann es keine Fröhschwindrissbildung geben, da es nicht zum Entleeren von Poren und damit auch nicht zum Aufbau eines Unterdruckes kommt. Zweitens: Betone mit einer sehr feinen Kapillarradienverteilung im plastischen Zustand (z. B. durch hohen Mehlkornanteil oder Verwendung von Zementen mit hoher spezifischer Oberfläche) bergen ein hohes Risiko der Fröhschwindrissbildung in sich. Die Verwendung von gröbereren Zementen stellt deshalb in Bezug auf die

Frühschwindrissbildung die bessere Wahl dar. Drittens weiß man, das Frühschwindrisse nur bis maximal in der Übergangsphase vom plastischen zum elastischen Zustand auftreten können. Das heißt, dass die Gefahr der frühen Rissbildung zwischen Einbau des Betons und etwa 8 Stunden am größten ist. Entsprechende Nachbehandlungsmaßnahmen müssen daher so begonnen werden, dass der entstehende Unterdruck so klein bleibt, dass keine Risse entstehen. Mit Beginn der Festigkeitsentwicklung birgt ein fortschreitender Wasserverlust keine weitere Gefahr bezüglich der Frühschwindrissbildung. Es können aber noch Risse aufgrund von behindertem Schwinden (Eigen- und Zwangsspannungen) auftreten.

Eine Beeinträchtigung der Hydratation durch Austrocknung tritt auf, wenn das Wasserangebot im Betongefüge so weit reduziert, dass nicht mehr genügend Wasser zur Verfügung steht, damit der Zement überhaupt noch reagieren kann bzw. um einen Reaktionsgrad zu erreichen, der eine erforderliche Festigkeit bzw. Dauerhaftigkeit gewährleistet. Diese Definition zeigt, dass die Gefahr einer Schädigung sich bis zu dem Zeitpunkt erstreckt, ab dem eine Schädigung durch weiteren Wasserverlust nicht mehr zu erwarten ist. D. h., bis zu dem Zeitpunkt, ab dem der Beton auch ohne äußere Maßnahmen den erforderlichen Hydratationsgrad erreichen kann bzw. ihn schon erreicht hat. Verglichen mit der frühen Rissbildung ist der Zeitraum, in dem Schäden auftreten können demnach wesentlich länger. Erfahrungsgemäß ist die Betonrandzone am stärksten gefährdet, durch einen zu frühen Wasserverlust Schaden zu nehmen. In der Literatur wird von einer Vielzahl von Untersuchungen zum Einfluss der Nachbehandlung auf die Hydratation und Dauerhaftigkeit berichtet. Arbeiten, die grundlegende Zusammenhänge aufzeigen, wie dies für die frühe Rissbildung geschehen ist, finden sich dagegen seltener.

Die vorliegende Arbeit befasst sich in erster Linie mit der Gefahr einer durch mangelhafte Nachbehandlung beeinträchtigten Zementhydratation. Die Thematik der frühen Rissbildung wird nur betrachtet, wenn es im Zusammenhang mit dem Einfluss der Nachbehandlung auf die Hydratation und Gefügeentwicklung erforderlich wird.

## 2 GRUNDLAGEN

### 2.1 Hydratation und Gefügeentwicklung

#### 2.1.1 Entwicklung von Gefüge und Porosität

Bei der Herstellung von Beton wird Zement als Bindemittel verwendet. Zusammen mit dem Anmachwasser bildet er den Zementleim, aus dem durch die Reaktion des Zementes mit Wasser der Zementstein entsteht, der die Gesteinskörnung miteinander verkittet. Das resultierende Betongefüge besteht dann aus den Hauptphasen Zementstein, Gesteinskörnung und Luft- bzw. Verdichtungsporen. Obwohl es eine Reihe von verschiedenen Zementen gibt, die sich hinsichtlich ihrer Zusammensetzung und Reaktivität stark unterscheiden können, wird im Folgenden vereinfachend von Zement gesprochen, wobei damit zumeist reiner Portlandzement gemeint ist. Auf Besonderheiten, die sich bei verschiedenen Zementarten ergeben, wird nur vereinzelt näher eingegangen. In anderen Fällen sei auf die einschlägige Literatur verwiesen. Diese Einschränkung mag mit Blick auf die in der Einleitung erwähnten Portlandkompositzemente unglücklich erscheinen. Da der Fokus der nachfolgenden Betrachtungen auf den prinzipiellen Mechanismen der Gefügeentwicklung des Zementsteins liegt, ist eine Differenzierung zwischen verschiedenen Zementarten zunächst nicht erforderlich.

Die Reaktion des Zementes mit dem Anmachwasser wird als Hydratation bezeichnet. Die Zementhydratation ist allein schon aufgrund der vier verschiedenen Hauptklinkerphasen ein sehr komplexer Vorgang, der bei Verwendung von puzzolanisch oder latent hydraulischen Zementhauptbestandteilen oder Betonzusatzstoffen noch vielfältiger wird. Einen umfassenden Überblick liefern [9, 10, 11, 12]. Im Rahmen dieser Arbeit sind vor allem die makroskopischen und mikroskopischen Veränderungen beim Übergang vom Zementleim zum festen Zementstein sowie der zeitliche Verlauf dieser Vorgänge von großem Interesse.

Anders als beispielsweise die sehr spontane und schnelle Reaktion von Wasser und Calciumsulfat-Halbhydrat (Gipsbinder) verläuft die Zementhydratation in verschiedenen, länger andauernden Phasen, die sich hinsichtlich der Reaktionsgeschwindigkeit, der Zeitdauer und der Auswirkungen auf die Gefügeentwicklung stark unterscheiden. Gemäß der Darstellung und Erläuterung in Bild 2.1 finden in den ersten Stunden nach Wasserkontakt zwar auch Reaktionen statt, diese führen jedoch nur zu einem geringen Festigkeitszuwachs. Etwa 20 Minuten bis zwei Stunden nach dem Wasserkontakt beginnt eine schnelle Reaktionsperiode der Hauptklinkerphase  $C_3S$ , die zu starken Veränderungen im Gefüge führt [13]. Im Anschluss nimmt die Reaktionsgeschwindigkeit wieder ab aber die noch stattfindenden Reaktionen führen zu einer deutlichen Verdichtung und Verfeinerung des Porensystems. Eine ähnliche Phaseneinteilung wie in [13] führte auch Taylor [9] ein. Durch die Hydratation des Zementes bilden sich unter Verbrauch von Wasser verschiedene Reaktionsprodukte. Die Art und Weise, auf die das Wasser dabei im Zementstein eingebunden wird, hängt eng mit der Gefügestruktur und den entstehenden Reaktionsprodukten zusammen. Bild 2.2 gibt zunächst einen Überblick darüber, wann welche Produkte gebildet werden. Für die Festigkeit sind in erster Linie die Calcium-Silikat-Hydratphasen (C-S-H) relevant, die auch das größte Volumen einnehmen. Weitere wichtige Reaktionsprodukte sind z. B. Portlandit, Ettringit und Aluminhydrat, die mehr oder weniger fein verteilt zwischen den C-S-H Phasen vorliegen.

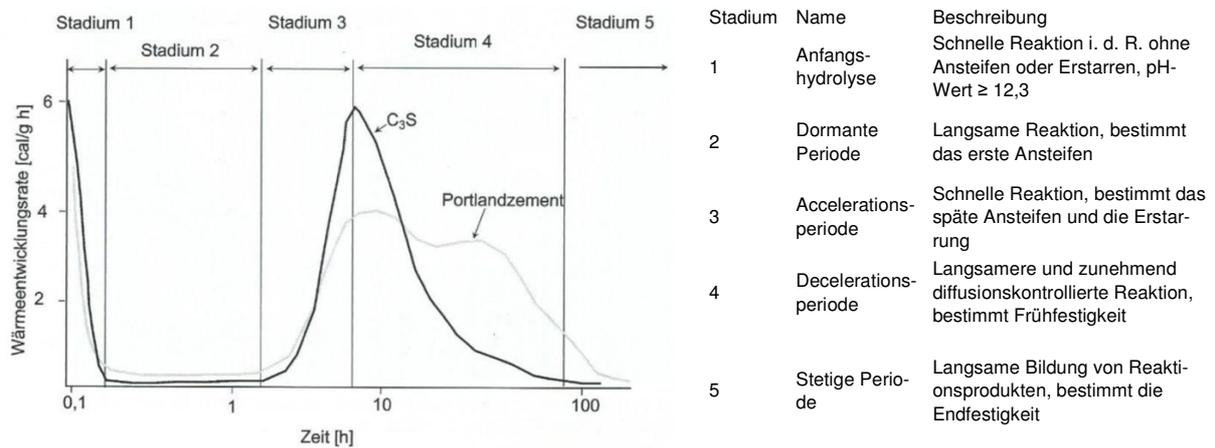


Bild 2.1: Anhand der Wärmeentwicklungsrate abgeleiteter Hydratationsablauf von  $C_3S$  und Portlandzement [nach Mindess and Young aus [11].

Während die Zwischenphasen Portlandit etc. das Wasser ausschließlich chemisch binden, wird den C-S-H Phasen chemisch und physikalisch gebundenes Wasser zugeordnet. Diese Besonderheit ist auf die Struktur der C-S-H Phasen zurückzuführen (Bild 2.2, rechts). C-S-H Phasen entstehen in Form von Nadeln, die eine Länge von ca. 600 – 1500 nm erreichen. Ihr Durchmesser beträgt dabei nur wenige Nanometer. Die C-S-H Nadeln verzahnen sich untereinander und bilden so die Grundlage für die hohe Festigkeit des Zementsteins. Der Porenraum zwischen den C-S-H Nadeln wird als Gelporosität bezeichnet [14]. Aufgrund der äußerst geringen Porengröße können diese Poren bei der Entstehung nicht leer bleiben, sondern sind mit Wasser gefüllt. Dieser Wasseranteil wird als physikalisch gebundenes Wasser bezeichnet. Die im Zementstein vorhandene Gelporosität ist der Grund, dass man das Reaktionsprodukt des Zementes als Zementgel bezeichnet. Neben der Gelporosität sind im Zementstein bzw. Mörtel und Beton noch Kapillarporen, Schrumpfporen sowie Luftporen und Verdichtungsporen vorhanden.

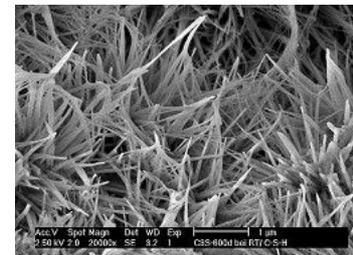
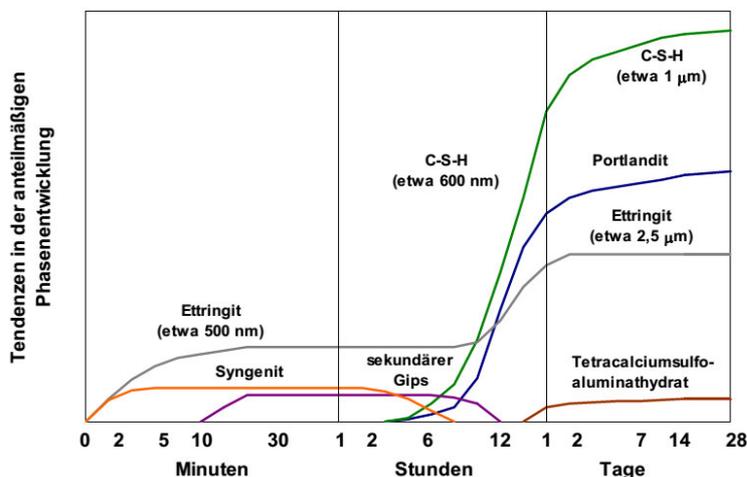


Bild 2.2 (links): Schema der Portlandzementreaktion nach [14] aus [15]. Bild 2.2 (rechts): Bildung von spitznadeligen C-S-H-Phasen bei der Hydratation von  $C_3S$ . Die Fasern wachsen nach 600 Tagen Hydratationszeit bis auf eine Länge von 1,5  $\mu\text{m}$ , wobei die Nadelspitzen einen Durchmesser um 5 nm aufweisen.

Je mehr Kapillarporen und je größer ihre Radien, desto mehr und schneller kann Wasser bzw. Gas durch das Gefüge geleitet werden. Gelporosität und Kapillarporosität bzw. ihre Entstehung und Existenz bedingen sich gegenseitig. Nach dem Anmischen des Zementleims liegen ausschließlich Kapillarporen vor. Im Verlauf der Hydratation wird dann mehr und mehr Zementgel gebildet, das die Kapillarporen verengt und schließlich verschließt. Das geht mit einer Zunahme der Gelporosität einher.

Schrumpfporen sind darauf zurückzuführen, dass das physikalisch gebundene Gelwasser eine höhere Dichte aufweist und somit das Volumen des neu gebildeten Zementgels geringer ist als das Volumen an reagiertem Wasser und Zement. Diese Volumendifferenz verursacht die Bildung von sogenannten Schrumpfporen, denen eine Porengröße zwischen 0,5 – 30 nm zugeschrieben wird [11]. Die Schrumpfporen sind ebenfalls mit Wasser bzw. Porenlösung gefüllt. Dieses Wasser ist nur eingeschränkt mobil. Luftporen oder Verdichtungsporen liegen im Millimeterbereich und entstehen beim Mischen und Einbringen des Betons. Künstlich eingebrachte Mikroluftporen sind dagegen deutlich feiner (10  $\mu\text{m}$  - 1000  $\mu\text{m}$ ). Luft- und Verdichtungsporen sind in der Regel nicht mit Wasser gefüllt. Unter Berücksichtigung dieser Besonderheiten ergibt sich die in Tabelle 2.1 dargestellte qualitative Einteilung der Wasserbindung im Zementstein.

Tabelle 2.1: Wasserbindung bei der Zementreaktion in Anlehnung an [15].

Zustand		Beschreibung		Beispiel
Chemisch gebunden		In den Reaktionsprodukten durch chemische Verbindungen eingebautes Wasser kann nur durch Tempern oberhalb der Zersetzungstemperatur ausgetrieben werden. Das chemisch gebundene Wasser ist nicht mobil.		Kristallwasser
Verdampfbares Wasser	physikalisch gebunden	Zwischen den C-S-H Phasen	Adsorptiv auf der Oberfläche teilweise auch durch Kapillarkondensation gebundenes Wasser, kann durch Absenkung der relativen Luftfeuchtigkeit ausgetrieben werden. Das physikalisch gebundene Wasser ist nur eingeschränkt mobil und steht nicht für Hydratationsreaktionen zur Verfügung	Gelwasser
		Adsorptiv auf der inneren Oberfläche (abzüglich des Gelwassers)		An innerer Oberfläche adsorbiertes Wasser
	Freies Wasser	Wasser, das in den größeren Poren vorhanden und gar nicht oder nur sehr schwach physikalisch gebunden ist. Das freie Wasser befindet sich hauptsächlich in den Kapillarporen. Dieses Wasser steht für die Zementreaktion zur Verfügung.		Kapillarporenwasser, Zwickelwasser, bei vollständiger Sättigung auch Wasser in Luft- und Verdichtungsporen

Die vorhandenen Mengen der verschiedenen Wasseranteile sind von der Zementzusammensetzung, dem w/z-Wert und dem Hydratationsgrad abhängig. Die Menge an chemisch gebundenem Wasser kann durch Glühen bei ca. 1000 °C bestimmt, aber auch anhand der Phasenzusammensetzung des verwendeten Zementes und dessen Hydratationsgrad stöchiometrisch berechnet werden [11]. Gemäß Angaben aus der Literatur [16, 9, 11] bindet der Zement eine Wassermenge chemisch, die ca. 21 bis 35 % seiner trockenen Ausgangsmasse entspricht. Eine Wassermenge von 10 bis 15 % der trockenen Ausgangsmasse wird physikalisch gebunden. Damit ergibt sich zum vollständigen Umsatz des Zementes eine notwendige Wassermenge von ca. 40 % der trockenen Ausgangsmasse. In [17] wird von Untersuchungen berichtet, die zeigen, dass bei geringerem Wasserangebot (d.h. relative Luftfeuchten < 100 % im Porensystem) auch Hydratphasen mit geringerem Anteil an chemisch gebundenem Wasser gebildet werden können.

Die bisher getätigten Aussagen beziehen sich ausschließlich auf den reinen Zementstein. Da aber zumeist die Verhältnisse im Mörtel oder Beton von technischem Interesse sind, gilt es die Wirkung der Gesteinskörnung auf das Porengefüge zu berücksichtigen. Betrachtet man eine normale Gesteinskörnung im Vergleich zum Zementstein als praktisch porenfrei, wird das Beton- bzw. Mörtelporensystem in der Hauptsache durch den Volumenanteil des Zementsteins und seine Porosität bestimmt. Zwei Effekte müssen dabei näher betrachtet werden. Es ist allgemein bekannt, dass die Übergangsphase zwischen Zementstein und Gesteinskörnung (ITZ - Interfacial Transition Zone) im Vergleich zum reinen Zementstein eine erhöhte Porosität und teilweise auch eine andere Phasenzusammensetzung aufweist [18, 9]. Maghsoodi et al [19] erwähnen Untersuchungen von Snyder, der mittels Quecksilberhochdruckporosimetrie die Porosität von Mörteln mit unterschiedlichen Gehalten an Gesteinskör-

nung bestimmt hat. Dabei stellte Snyder fest, dass mit steigendem Gesteinskörnungsanteil die Porosität der untersuchten Mörtel abnahm. Bezog er das Porenvolumen auf den enthaltenen Zementstein, ergab sich dagegen eine Zunahme der Zementsteinporosität. Dieser scheinbare Widerspruch ist auf die poröse Übergangszone (ITZ) zwischen Zementstein und Gesteinskörnung zurückzuführen. In eigenen Untersuchungen stellen Maghsoodi et al [19] dann fest, dass die Transportfähigkeit (elektrolytische Leitfähigkeit, Sauerstoffdiffusion, Sauerstoffpermeabilität, Wasseraufnahme) mit steigendem Gesteinskörnungsgehalt abnimmt. Dies steht im Einklang mit Untersuchungen in [20, 21]. Untersuchungen von Jacobs [20] zeigen weiterhin, dass nicht nur das Gesteinskörnungsvolumen eine Rolle spielt, sondern auch die spezifische Oberfläche der Körnung und das verwendete Größtkorn. Mit zunehmender spezifischer Oberfläche der Gesteinskörnung verringert sich die Permeabilität. Die Verwendung von sehr großen Gesteinskörnern ergab dagegen eine Erhöhung der Permeabilität. Dieser Effekt wird von Jacobs einmal auf den höheren Beitrag der poröseren Übergangszone zwischen Zementstein und Gesteinskorn zurückgeführt. Zum anderen geht Jacobs davon aus, dass bei größeren Gesteinskörnern hohe Spannungen zwischen Körnung und Zementstein entstehen und sich dadurch Risse bilden, die eine höhere Durchlässigkeit bewirken. Trotz dieser nicht ganz einheitlichen Einflüsse der Gesteinskörnung kann die prinzipielle Gefüge- und Porositätsentwicklung des Betons anhand der Gefügeentwicklung von reinem Zementstein oder Mörteln betrachtet werden. Unter dieser Vereinfachung soll abschließend die zeitliche Änderung der Porosität und des Wasserhaushaltes von zementgebundenen Materialien qualitativ dargestellt werden. In Bild 2.3 und Bild 2.4 sind auf Grundlage der Veröffentlichung von Locher [22] die Volumenanteile von unhydratisiertem Klinker, Kapillarporen, Hydratationsprodukten inkl. Gelporen und dem Volumenanteil an Schrumpfporen in Abhängigkeit des Hydratationsgrades, d. h. in Abhängigkeit der Menge an schon reagiertem Zement dargestellt. Diese Betrachtungen wurden für ein Wasser-Zement Verhältnis von 0,60 und 0,44 durchgeführt. Die Darstellungen verdeutlichen, dass der Gehalt an Kapillarporen sowohl vom Wasser-Zement Verhältnis, als auch vom Hydratationsgrad abhängt.

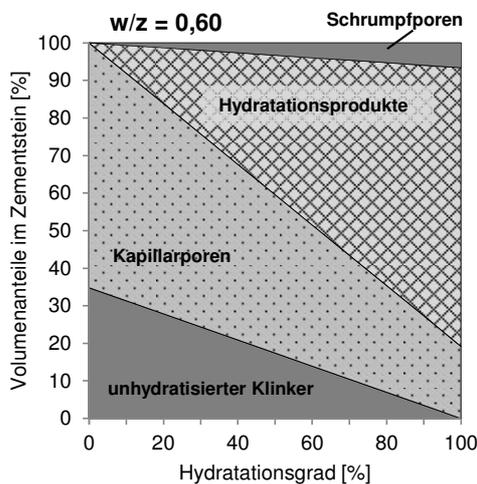


Bild 2.3: Entwicklung der Volumenanteile im Zementstein mit einem w/z-Wert von 0,60. Berechnung nach [22]

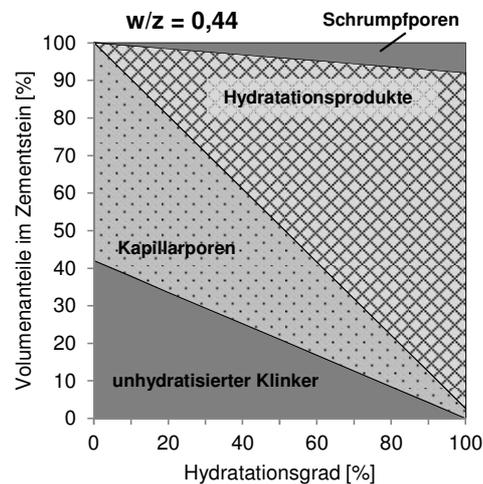


Bild 2.4: Entwicklung der Volumenanteile im Zementstein mit einem w/z-Wert von 0,44. Berechnung nach [22]

Bild 2.5 zeigt eine schematische Darstellung der Gefügeentwicklung des Zementsteins. Anhand dieser Darstellung soll nachfolgend noch einmal die Gefügeentwicklung vor dem Hintergrund der Wassertransportfähigkeit des Zementsteins betrachtet werden. Nach Rickert [23] werden in der Anfangshydrolyse etwa 2 bis 5 % des vorhandenen Zementes umgesetzt. Wobei 5 % Umsatz nur von sehr fein aufgemahlene Zementen erreicht werden. Während der ersten Minuten bis Stunden ist das Porengefüge deshalb ausschließlich durch Kapillarporen geprägt und besitzt eine hohe Transportfähigkeit. Reaktionsprodukte liegen nur auf

der Oberfläche der Zementkörner vor und führen bereits frühzeitig zu einer deutlichen Erhöhung der spezifischen Oberfläche. Das Ansteifen und Erstarren des Zementleims wird durch Überbrückung der Räume zwischen den Zementkörnern durch sich bildende Reaktionsprodukte bewirkt. Dabei wird der Kapillarporenraum allmählich ausgefüllt, wodurch sich eine Grundstruktur mit einer gewissen Festigkeit bildet. Der Kapillarporenanteil und die Transportfähigkeit des erstarrten Zementleims sind jedoch noch sehr groß. Mit Beginn der Erhärtungsphase (Decelerationsperiode nach ca. 12 h) wird die Kapillarporosität weiter verringert und es setzt eine stetige Verfeinerung des Kapillarporenraumes ein [24]. Damit nimmt die Festigkeit weiter zu, wohingegen die Transportfähigkeit deutlich abnimmt.

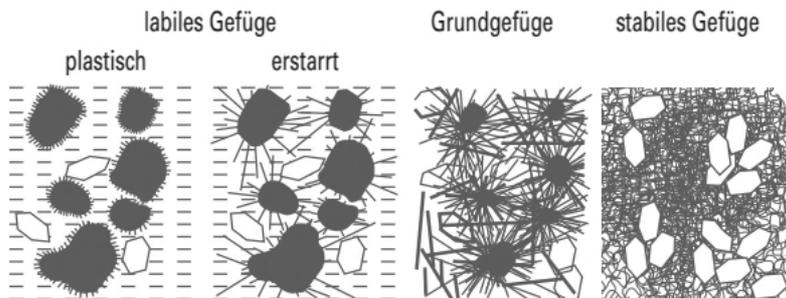


Bild 2.5: Schematische Gefügeentwicklung vom Zementleim zum Zementstein nach [25]. (Rasterelektronenmikroskopieaufnahmen, die den Übergang vom Grundgefüge zum stabilen Gefüge zeigen, sind auf Seite 71 zu sehen)

Bei der Betrachtung der sehr frühen Gefügeentwicklung empfiehlt es sich, die Packungsdichte des Ausgangsgemisches näher zu betrachten. Die Packungsdichte wird hauptsächlich durch die Granulometrie und die Menge des Mehlkorns sowie durch den Wassergehalt bestimmt [26]. Bild 2.6 zeigt je ein System mit hoher und niedriger Packungsdichte und veranschaulicht die Wirkung auf das Kapillarporengefüge des frischen Zementleims. Wie später noch gezeigt wird, spielt die Packungsdichte auch hinsichtlich des Austrocknungsverhaltens eine wichtige Rolle. Von besonderer Bedeutung ist hier das Zwickelwasser zwischen den Zementpartikeln.

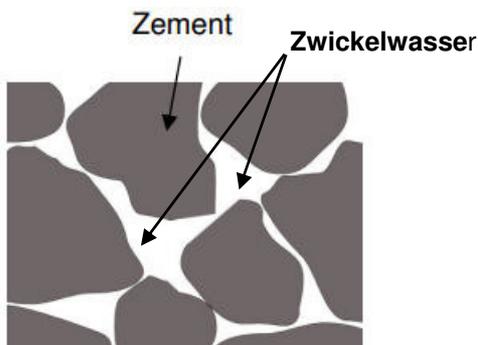


Bild 2.6: Zementleim mit geringer Packungsdichte. Das frische Zementleimgefüge besitzt grobe Kapillaren und in größeren Räumen zwischen den Zementkörnern entstehen beim Anmischen wassergefüllte Zwickelbereiche. (nach [26]).

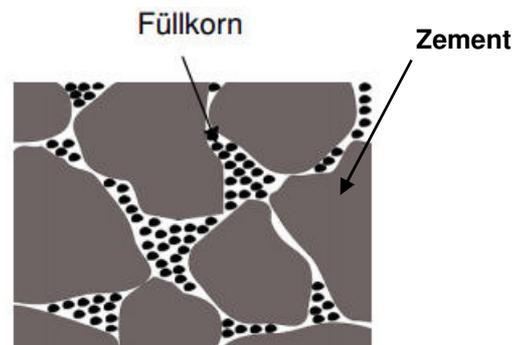


Bild 2.7: Zementleim mit hoher Packungsdichte. Das frische Zementleimgefüge besitzt sehr feine Kapillaren. (nach [26]).

Eine einfache Abschätzung bezüglich der Größe der Kapillarporen im frischen Zustand ist mit der Bestimmung der Wasserfilmdicke (WFD) des Zementleims im Beton möglich (Gl. 2.1). Dieser Gleichung liegt die Annahme zugrunde, dass alles Wasser auf der spezifischen Oberfläche des Zementes (Blainewert) verteilt wird. Damit wird allerdings die Wechselwirkung zwischen Zementleim und Gesteinskörnung (erhöhte Porosität in der ITZ) nicht berücksichtigt. Auch die Größe und der Einfluss der Zwickelbereiche werden damit nicht erfasst.

$$WFD = \frac{\frac{w}{z}}{A_O \cdot \rho_w} \cdot 10^4 \quad \text{Gl. 2.1}$$

mit:

$WFD$	- mittlere Wasserfilmdicke	[ $\mu\text{m}$ ]
$A_O$	- Spezifische Oberfläche nach Blaine	[ $\text{cm}^2/\text{g}$ ]
$\frac{w}{z}$	- Massenverhältnis zwischen Wasser/Zement	[-]
$\rho_w$	- Dichte Wasser	[ $\text{g}/\text{cm}^3$ ]

### 2.1.2 Zusammenhang zwischen Feuchteangebot und Hydratation

Will man den Zusammenhang zwischen der Austrocknung des Betons und möglichen Qualitätseinbußen infolge einer gestoppten Hydratation besser verstehen, ist es notwendig, die Hydratation des Zementes in Abhängigkeit des Wasserangebotes näher zu betrachten.

Wenn die relative Luftfeuchtigkeit im Beton unter 80 % fällt, sinkt die Hydratationsgeschwindigkeit des Zementes auf vernachlässigbar kleine Werte. Dieser Grenzwert wurde zuerst von Powers festgestellt [27] und weitestgehend von anderen Autoren bestätigt (Bild 2.8). Adam [15] hat ebenfalls Untersuchungen zu dieser Thematik durchgeführt. Er kommt zu dem Ergebnis, dass mit zunehmenden Hydratationsgrad der Einfluss der relativen Luftfeuchtigkeit auf die Hydratationsgeschwindigkeit abnimmt. Bei höheren Hydratationsgraden wirkt sich demnach eine Abnahme der relativen Luftfeuchtigkeit im Gefüge weniger stark auf die Hydratation aus. Nach den Ergebnissen von Adam reduziert sich die Hydratationsgeschwindigkeit eines frischen Zementleims bei einer relativen Luftfeuchtigkeit von 80 % auf etwa 20 % des Ausgangswertes bei 100 % rel. Luftfeuchte. Für einen erhärteten Zementstein mit einem Hydratationsgrad von 70 % sinkt unter sonst gleichen Bedingungen die Reaktionsgeschwindigkeit nur auf 50 % des Wertes eines gesättigten Zementsteins. Für seine Untersuchungen lagerte Adam Betonscheiben mit einer Dicke von 8 – 15 mm in Behältern mit verschiedenen relativen Luftfeuchtigkeiten. Die geringere Beeinträchtigung der Hydratation im fortgeschrittenen Alter kann deshalb auch auf eine langsamere Austrocknung zurückzuführen sein. Bei Betonproben mit der verwendeten Dicke ist davon auszugehen, dass es einige Zeit dauert, bis Umgebung und Porenluft an jeder Stelle des Gefüges im Gleichgewicht stehen. Während dieser Zeit kann natürlich noch eine relativ ungestörte Reaktion in tieferen Bereichen stattfinden.

Um den Einfluss der inneren relativen Luftfeuchtigkeit auf die Hydratation zur berücksichtigen, hat z. B. die Formel von Parrott [28] weite Verbreitung gefunden (Gl. 2.2, vgl. auch Bild 2.8 Modell nach Parrott).

$$\beta_\varphi = \left( \frac{\varphi - 0,55}{0,45} \right)^4 \quad \text{Gl. 2.2}$$

mit:

$\beta_\varphi$	- Reduktionsfaktor zur Verringerung der Hydratationsgeschwindigkeit in Abhängigkeit der relativen Feuchtigkeit im Beton	[-]
$\varphi$	- Relative Luftfeuchtigkeit im Beton	[-]

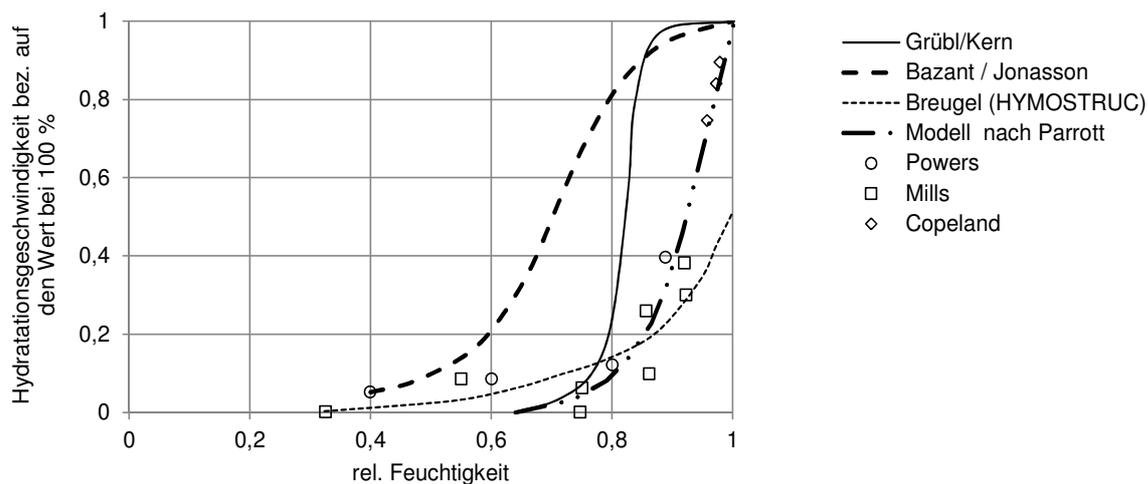


Bild 2.8: Von verschiedenen Autoren ermittelte Abhängigkeit der Hydrationsgeschwindigkeit von der relativen Luftfeuchte im Beton bzw. Zementstein (nach [29]).

Für die Abnahme der relativen Luftfeuchtigkeit im Zementstein spielen die Austrocknung durch Verdunstung und die innere Austrocknung eine Rolle. Wird Portlandzementstein mit  $w/z$ -Werten zwischen 0,20 – 0,30 konserviert gelagert, so stellt sich nach einiger Zeit eine relative Luftfeuchtigkeit von etwa 70 – 80 % im Gefüge ein [27, 30]. Dieser Effekt, der als Selbstaustrocknung bezeichnet wird, ist bei geringen  $w/z$ -Werten besonders stark ausgeprägt. Bei hohen  $w/z$ -Werten kommt es nicht zu einer starken und schnellen Abnahme der inneren relativen Luftfeuchtigkeit, da noch genügend große, mit Wasser gefüllte Poren verbleiben [31, 32]. Für einen  $w/z$ -Wert größer 0,42 kann der ursprünglich mit Wasser gefüllte Raum nicht vollständig mit Hydratationsprodukten ausgefüllt werden [22]. Wenn nach außen kein Wasser abgegeben wird, bleibt auch bei vollständiger Hydratation ein Teil des Zementsteins wassergefüllt und damit die relative Luftfeuchtigkeit im Gefüge hoch<sup>1</sup>. Wenn neben dem Wasserverbrauch durch die chemische Reaktion des Zementes auch Wasser an die Umgebung abgegeben wird, sinkt die relative Luftfeuchtigkeit im Beton auch bei hohen  $w/z$ -Werten. Wie stark die Abnahme ist, hängt vom im Gefüge verbliebenen Wassergehalt und der Porenradienverteilung des Gefüges ab. In [33] wurde untersucht, wie sich die relative Luftfeuchtigkeit im jungen Beton bei gleichzeitiger Austrocknung entwickelt. Das Ausmaß der Austrocknung wurde durch unterschiedliche Auftragsmengen eines Nachbehandlungsmittels beeinflusst. Die untersuchten Proben aus Portlandzementbeton mit einem  $w/z$ -Wert von 0,50, wurden bei ca. 23 % r. F. gelagert und konnten nur über eine Seite austrocknen. Die Temperatur wurde für 4 Stunden bei 43 °C und dann für 20 Stunden bei 24 °C gehalten. Anschließend begann der Zyklus von vorn. Die Lagerung begann nach einer Nachbehandlungsdauer von einem Tag. Während der warmen Lagerung herrschte eine konstante Windbelastung von 6,5 km/h. Ergebnisse aus dieser Untersuchung sind beispielhaft in (Bild 2.9) dargestellt. Es zeigt sich deutlich, dass auch ohne Nachbehandlungsmaßnahmen die von der Austrocknung beeinflusste Zone begrenzt ist. Patel et al [34] untersuchten an zwei Tage alten Zementsteinproben die weitere Hydratation bis zu einem Alter von 14 bzw. 90 Tagen. Dabei wurden die sehr dünnen Zementsteinproben unter verschiedenen relativen Luftfeuchtigkeiten zwischen 33 und 100 % gelagert. Ihre Ergebnisse bestätigen die bereits 1946 von Powers gemachten Beobachtungen, dass unterhalb einer relativen Luftfeuchtigkeit von 80 % r. F. kein nennenswerter Hydrationsfortschritt zu verzeichnen ist [27]. Patel et al konnten weiterhin zeigen, dass bei höheren Hydrationsaltern eine Reduzierung der Porosität  $r > 37$  nm nur stattfinden kann, wenn die relative Luftfeuchtigkeit im Gefüge  $> 95$  % beträgt.

Mit der Entwicklung der relativen inneren Luftfeuchtigkeit von noch in der Hydratation befindlichen Betons, haben sich eine Reihe weiterer Autoren beschäftigt. Jeong und Zollinger [35,

<sup>1</sup> Ein Teil des Anmachwassers wird aber zum Füllen der Schrumpfporen benötigt.

36] untersuchten die relative Luftfeuchte im jungen Beton, kommen aber mit einem speziell entwickelten Messsystem zu Ergebnissen, die Zweifel aufkommen lassen. Beispielsweise ermitteln sie für frisch eingebrachten Beton bis zu einem Alter von 10 Stunden eine relative Luftfeuchte von deutlich unter 100 %. Die Ergebnisse in [37, 31] zeigen dagegen, dass die relative Luftfeuchtigkeit im frischen Beton nahezu 100 % beträgt und dass eine Austrocknung über die Oberfläche erst nach einer gewissen Zeit zu einem Feuchtigkeitsgradienten im Gefüge führt.

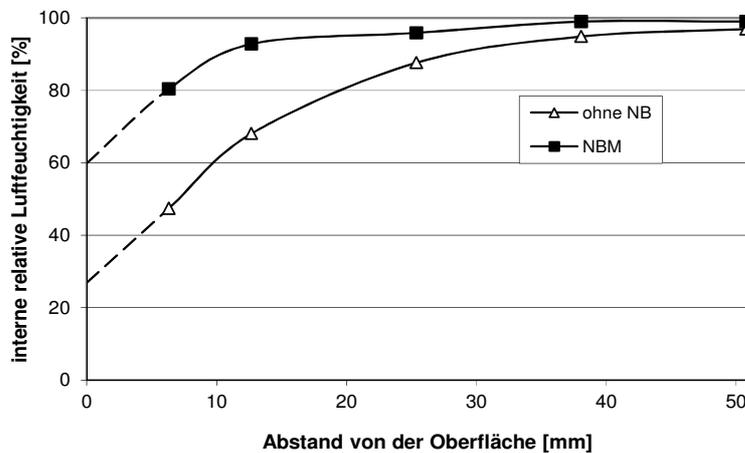


Bild 2.9: Gemessene relative Luftfeuchtigkeit im Alter von 7 Tagen bei unterschiedlichen Austrocknungsbedingungen nach [33].

Kern [38] hat eine umfangreiche Arbeit zur Wirkung verschiedener Nachbehandlungsarten durchgeführt. Er bestimmte den Hydratationsgrad im oberflächennahen Bereich an verschiedenen nachbehandelten Betonproben durch Ermittlung des chemisch gebundenen Wassers. Dafür entnahm er aus verschiedenen Tiefen Bohrmehlproben, an denen zunächst durch Trocknung der verdampfbare Wasseranteil und anschließend durch Glühen bei 950 °C der Gehalt an chemisch gebundenem Wasser bestimmt wurde. Der Anteil an ausgetriebenem CO<sub>2</sub> wurde simultan bestimmt und berücksichtigt. Auf Basis der ermittelten Wasserbindung über die Tiefe bewertet er die verschiedenen Nachbehandlungsvarianten hinsichtlich ihrer Wirksamkeit. Dafür entwickelt er vier Kriterien, mit denen er Aussagen aus dem Verlauf der ermittelten Wassereinbindungen durch einen Zahlenwert darstellen kann. Die Kriterien spiegeln die Tiefe des beeinträchtigten Bereichs und das Ausmaß der Beeinträchtigung gegenüber dem ungestörten Bereich wider. Die Auswertung zeigte, dass unabhängig von der angewendeten Nachbehandlung ab einer Tiefe von 20 mm eine Beeinträchtigung der Hydratation nicht mehr auftritt. Ohne zusätzliche Nachbehandlungsmaßnahmen ist das Ausmaß der Beeinträchtigung von den Austrocknungsbedingungen abhängig. Ab einer relativen Luftfeuchtigkeit von 85 % in der Umgebungsluft konnte Kern mit seiner Auswertung keine durch Austrocknungseffekte verursachte Reduzierung der Hydratation mehr feststellen. Dieses Erkenntnis ging in die DIN 1045-3 als Grenzwert ein, ab dem auf zusätzliche Nachbehandlungsmaßnahmen verzichtet werden kann [15]. Anhand seiner Ergebnisse stellte Kern die Theorie des Grenzwassergehaltes auf. Die besagt, dass der Beton einen Teil seines Anmachwassers durch Verdunstung verlieren kann, ohne dass eine Beeinträchtigung der Hydratation eintritt. Den Grenzwassergehalt gibt Kern mit 0,35 – 0,4 M.-% der Zementmasse an.

Adam führte die Untersuchungen von Kern fort und versuchte die Theorie des Grenzwassergehaltes für ein breites Feld von praxisüblichen Betonrezepturen zu belegen [15]. Er ließ dazu 8 – 15 mm starke Beton- und 10 mm starke Mörtelscheiben unter verschiedenen klimatischen Bedingungen hydratisieren und bestimmte den zeitlichen Verlauf der chemischen und physikalischen Wassereinbindung. Die Umlagerung in die Versuchsklimata erfolgte im Alter von 24 Stunden bis 7 Tagen. Bis zur Umlagerung waren die Probekörper konserviert. Da Adam eine Reihe verschiedener Zemente und auch verschiedene Wasser-Zement Werte

untersuchte, konnte er mit seiner Arbeit einen wichtigen Beitrag zum Verständnis der Hydratation bei gleichzeitig ablaufender Austrocknung liefern. Er stellte fest, dass bereits eine Lagerung bei 92 % r. F. zu einer Reduktion der chemischen Wasserbindung und damit zu einer verminderten Umsetzung des Zementes führt und konnte deshalb die Aussage von Kern, dass bei einer relativen Luftfeuchtigkeit von  $> 85\%$  keine negativen Auswirkungen auftreten, nicht bestätigen. Der Grad der Beeinträchtigung war umso größer, je niedriger die relative Luftfeuchtigkeit und je niedriger der Hydratationsgrad zum Zeitpunkt der Umlagerung war. Den Einfluss des w/z-Wertes auf die Hydratation bei gleichzeitiger Austrocknung bezeichnet er als gering. Unerwartet sind seine Ergebnisse mit einigen Hochofenzementen. Hier stellte er selbst nach Umlagerung in 0 % r. F. eine deutliche Nachhydratation fest, obwohl gleich zusammengesetzte Betone mit Portlandzementen unter identischer Lagerung bereits nach wenigen Tagen kein Wasser mehr einbinden konnten. Adam vermutet, dass der Hüttensand für seine Reaktion physikalisch gebundenes Wasser aktivieren kann, ohne diese These beweisen zu können.

Der Einfluss der Probengröße bzw. Probehöhe auf die Austrocknung und Hydratation wurde von Nischer genauer untersucht [39]. Er stellte bei 50 cm hohen Proben kaum eine Beeinträchtigung der Hydratation in der Randzone fest. Bei 12 cm hohen Proben erreichte der Zement in der Randzone noch einen Hydratationsgrad von 40 – 60 Prozent, die darunter liegenden Schichten reagierten nahezu ungestört. Drei Zentimeter hohe Proben wiesen dagegen über die gesamte Höhe eine Beeinträchtigung der Hydratation auf. Hier lag der Hydratationsgrad zwischen 30 – 50 Prozent.

Die Ergebnisse von Nischer [39] könnten eine Erklärung für den Widerspruch zwischen den Ergebnissen von Adam und Kern liefern. Kern führte seine Untersuchungen an Würfeln mit einer Kantenlänge von 20 cm durch. Untersuchungsmaterial zur Bestimmung des chemisch und physikalisch gebundenen Wassers entnahm er als Bohrmehl direkt aus der Oberfläche. Die Ergebnisse von Kern spiegeln daher eher die Verhältnisse in großformatigen Proben und Bauteilen wider. So verwundert es nicht, dass er wie Nischer bei bestimmten Bedingungen (große Probenhöhen und relativ hohe Umgebungseuchten) nur eine geringe Beeinträchtigung der Hydratation feststellte, da der von ihm untersuchte Probenbereich ein deutlich anderes Trocknungsverhalten aufwies. Die von Adam verwendeten relativ dünnen Betonscheiben trocknen im Vergleich zur Oberfläche eines Würfels mit der Kantenlänge 20 cm wesentlich stärker aus und erfahren daher auch schneller eine Beeinträchtigung der Hydratation. Damit wird erneut deutlich, dass bei der Bewertung des Feuchtigkeitseinflusses auf die Hydratation die Trocknungsbedingungen berücksichtigt werden müssen. Grundlegend neue und allgemeine Erkenntnisse zur Nachbehandlungsproblematik können deshalb nur erreicht werden, wenn Hydratation und Austrocknung gemeinsam betrachtet werden.

## 2.2 Verdunsten von Anmachwasser

Die Austrocknung des frischen Betons und der Einfluss von klimatischen Bedingungen, der Betonzusammensetzung und eventueller Nachbehandlungsmaßnahmen wurden von vielen Autoren untersucht. Das Ausmaß der Austrocknung wird dabei auf verschiedenen Wegen ermittelt: mittels Wägung und Bestimmung des Wasserverlustes [40, 41, 42, 43, 44, 45], mittels Bestimmung des tiefenabhängigen Elektrolytwiderstandes [46, 40] oder mittels tiefenabhängiger Ermittlung des verdampfbaren Wassergehaltes [42, 38]. In [47] wurde an jungen Mörtelproben durch Messung der Röntgenstrahlungsadsorption der Wassergehalt über die Tiefe bestimmt. Während der Messung konnten die Proben über die Oberfläche austrocknen. Fast alle Autoren kommen zu dem Schluss, dass bei Austrocknung von Mörtel und Beton nicht sofort ein Feuchtigkeitsgefälle entsteht. Zu Beginn der Austrocknung verteilt sich der Wasserverlust nahezu gleichmäßig über die Höhe, weil zunächst nur die größten Poren entleert werden und diese gleichmäßig über den Querschnitt verteilt sind. Durch Blockierung der Kapillarporen mit Hydratationsprodukten und die Entleerung der transportstärksten, großen Poren nimmt die Möglichkeit der Wassernachlieferung ab. In der Folge kann der Verdunstungsverlust an der Oberfläche nicht mehr ausgeglichen werden und die Probe trocknet nun verstärkt an der Oberfläche aus.

Ähnlich wie in der Trocknungstechnik [48] wurde versucht, die Austrocknung des Betons in Phasen zu untergliedern, um damit markante Stadien abzugrenzen [44, 45, 42, 49, 39, 50]. Mit der Phaseneinteilung nach Nischer lässt sich der Einfluss der klimatischen Bedingungen in Deutschland gut erfassen. Er ordnet der Zeit des Wasserabstoßens die 0. Verdunstungsphase zu. Von der eigentlichen 1. Verdunstungsphase unterscheidet sie sich, weil das abgegebene Wasser durch Sedimentationsprozesse an die Oberfläche gelangt, während in der 1. Verdunstungsphase schon ein kapillares Nachliefern aus dem Betoninneren auftritt und somit die allmähliche Entleerung der Poren stattfindet. In beiden Fällen wird die verdunstete Wassermenge jedoch nur durch die äußeren Bedingungen beeinflusst. Wenn die Wassernachlieferung aus dem Inneren an Leistungsfähigkeit verliert, setzt nach Nischer die 2. Verdunstungsphase ein. Nun verdunstet immer nur so viel Wasser, wie nach oben transportiert werden kann. Einige Autoren berichten, dass in sehr trockenen und heißen Klimaten eine 1. Verdunstungsphase nicht existiert. Dort scheint, sofort nach dem das Bluten beendet ist, der Wassertransport aus dem Inneren nicht in der Lage zu sein den Verdunstungsverlust auszugleichen [44, 50]. Es wird weiterhin berichtet [45, 44], dass auch die Hydratationswärme Einfluss auf den Austrocknungsverlauf nehmen kann und es in Abhängigkeit der  $C_3A$  - und  $C_3S$  - Hydratation zu gesteigerten Verdunstungsraten kommen kann. Eine Abschätzung der Wasserabgabe über die bekannte Formel nach Kohler bzw. das daraus abgeleitete Nomogramm [51] sei daher nur für einen sehr begrenzten Zeitbereich gültig [44]. Dennoch stellt das Nomogramm nach Kohler (Bild 2.10) ein einfaches und praktikables Werkzeug zur Abschätzung der Verdunstungsrate dar. Die Abschätzung der Verdunstungsrate erlaubt auch das Curingmeter von Jensen (Bild 2.11). In [35] wurde versucht, eine für Betonoberflächen realitätsnähere Berechnung der Verdunstungsrate durchzuführen. Dazu wurde der Ansatz von Penman verwendet und um den Einfluss des Zustandes der Betonoberfläche erweitert. Die Einflüsse aus der Zusammensetzung des Betons und den Frischbetoneigenschaften auf die zu erwartende Austrocknung in jungem Alter sind sehr vielfältig und wurden ausführlich in [42, 49, 39] behandelt.

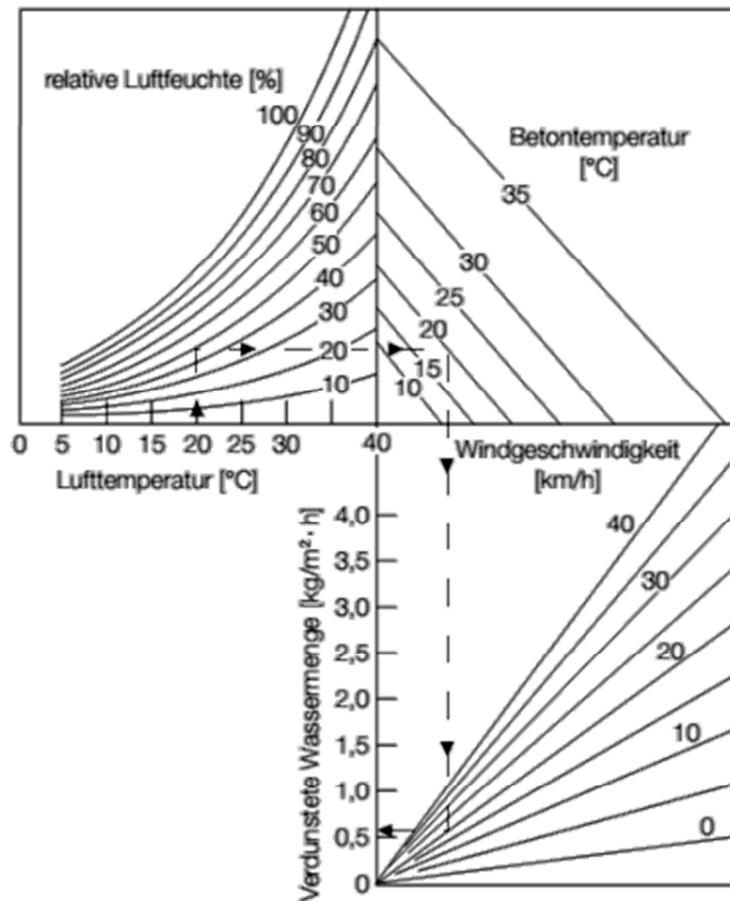


Bild 2.10: Nomogramm nach Kohler aus [52] zur Abschätzung der Verdunstungsrate über dem jungen Beton.

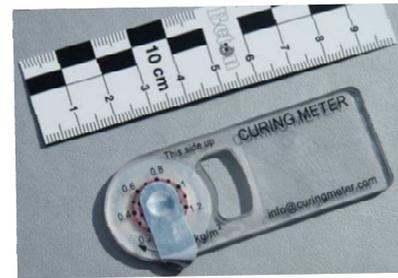


Bild 2.11: Curing-Meter von Jensen (Bild aus [8]).

Für die speziellen Belange der Nachbehandlung ist es weniger relevant, wie viel Wasser insgesamt verdunstet. Von viel größerem Interesse ist, wie sich der Wasserverlust über das Bauteil verteilt. Entgegen der weitläufigen baupraktischen Meinung, dass jede Austrocknung sofort zu starken Wasserverlusten in der Oberfläche führt z. B. [53, 54], entsteht während der frühen Austrocknung (0. und 1. Verdunstungsphase nach Nischer) nur ein sehr geringer Feuchtigkeitsgradient. Erst wenn die Nachlieferung von Wasser aus dem Inneren durch schon eingetretenen Wasserverlust und Gefügeverdichtung nicht mehr ausreicht um die verdunstete Wassermenge an der Oberfläche zu ersetzen, tritt eine starke Austrocknung der Oberfläche ein, während der Kernbereich nur noch sehr geringe Wassermengen abgibt [42, 47, 40]. Von Interesse ist ferner der Einfluss des Windes auf die Austrocknung des Betons. Nischer [49] stellte für verschiedene Windgeschwindigkeiten (1,5 bis 15 m/s) vor allem einen größeren Wasserverlust in den tieferen Schichten fest, während die Wassergehalte in der Randzone annähernd gleich waren. Ab dem Zeitpunkt, ab dem die inneren Verdunstungsbedingungen die Austrocknung zunehmend beeinflussen, nimmt der Einfluss des Windes stark ab und ist bald vernachlässigbar. Wird die Austrocknung innerhalb der ersten 18 Stunden unterbunden und anschließend wieder zugelassen, entstammte das nun verdunstende Wasser ausschließlich aus der randnahen Zone. Interessant sind Beobachtungen Nischers [49] an dünnen Proben. Für drei Zentimeter dicke Proben stellte er fest, dass diese bis zu 80 % ihres Anmachwassers verloren hatten.

Wann und in welchem Ausmaß eine Austrocknung der Randzone eintritt, wurde bisher noch nicht erschöpfend untersucht. Nischer stellte zwar fest, dass die Austrocknung an der Oberfläche umso größer ist, je geringer die Höhe des betrachteten Probekörpers und je steifer der Beton war. Letzteres erklärt er mit der Unterbrechung der Kapillarwirkung durch die

bei steifem Beton gehäuft auftretenden Verdichtungsstellen. Ein Einfluss der künstlich eingebrachten Luftporen scheint nicht vorhanden zu sein [42, 55]. Allgemeingültige Ansätze konnten Nischer aber nicht liefern. Insgesamt sind die Kenntnisse zum zeitlichen Verlauf der Randzonenaustrocknung in der Betontechnik noch wenig erforscht. Dies ist auch darauf zurückzuführen, dass gerade die frühe Wasserabgabe größtenteils in sehr großen Messintervallen ermittelt wurde und deshalb Aussagen zum frühen Verlauf der Austrocknung nur eingeschränkt möglich sind.

Auch wenn die frühe Austrocknung noch zu einem gleichmäßigen Wasserverlust über die Tiefe führt, so zeigt die alltägliche Erfahrung, dass im weiteren Verlauf letztlich die Oberfläche stärker austrocknet und der Wasserverlust mit zunehmender Tiefe abnimmt. Folglich werden oberflächennahe Bereiche stärker durch fehlende Nachbehandlung beeinflusst. Im englischsprachigen Raum wird deshalb auch von einer „curing affected zone“ gesprochen. Ye et al [56] geben an, dass der von der Nachbehandlung beeinflusste Bereich zwischen 6 bis 19 mm liegt. Senbetta [57] stellte ab einer Tiefe von 3 cm keinen Einfluss der Nachbehandlung mehr fest. Kern [38] konnte ab einer Tiefe von 20 mm keinen Einfluss der Nachbehandlung mehr feststellen.

## 2.3 Einfluss der Nachbehandlung

### 2.3.1 Allgemeines zum Einfluss der Nachbehandlung

Im Zusammenhang mit der Nachbehandlung häufig untersuchte Festbetoneigenschaften sind: Festigkeit, Porosität und Porenradienverteilung, Frost- und Frost-Tausalz-Widerstand, Carbonatisierungswiderstand, Gaspermeabilität oder das Wasseraufnahmeverhalten. Die genannten Eigenschaften hängen jedoch nicht nur von der Nachbehandlung ab, sondern sind in hohem Maße rezepturabhängig. Auch die Empfindlichkeit der Eigenschaften gegenüber der Nachbehandlungsqualität ist sehr unterschiedlich. Bei der Bewertung von Literaturangaben ist es deshalb schwierig, Aussagen abzuleiten, die allgemeingültig sind und die über die Erkenntnis: „Nachbehandlung ist wichtig“ hinausgehen. Dem Thema der Arbeit geschuldet, stellt der Einfluss der Nachbehandlung auf den Frost-Tausalz-Widerstand einen wichtigen Punkt bei der nachfolgenden Recherche zum Stand der Wissenschaft dar.

Der Einfluss der Nachbehandlung auf die Betondruckfestigkeit ist gering. Somit lässt sie in der Regel nur geringe Rückschlüsse auf die Nachbehandlungsempfindlichkeit von Betonen zu [58, 59, 60, 61]. Huber [40] bestimmte die Druckfestigkeit von Straßenbeton, wobei er Würfel mit der Kantenlänge von 150 mm bei 30 °C und 40 % r. F. lagerte und die Proben unterschiedlich lang mit Folien nachbehandelte. Die Proben ohne Nachbehandlung wiesen im Vergleich zu einer 63-tägigen Nachbehandlung (konservierend) eine 16 % geringere Druckfestigkeit auf. In [62] wird von Untersuchungen an Betonproben (Würfel 100 mm Kantenlänge) berichtet, die bei 46 °C und 18 % r. F. lagerten. Aufgrund der kleineren Probekörperabmessungen und der deutlich schärferen Austrocknungsbedingungen wiesen nicht nachbehandelte Proben im Vergleich zu 28 Tagen mit feuchten Jutetüchern nachbehandelten Proben eine ca. 43 % geringere Druckfestigkeit auf. Bei Verwendung eines Betons mit höherem Zementgehalt und niedrigerem w/z-Wert sank der Einfluss der Nachbehandlung, so dass nicht nachbehandelte Würfelproben gleicher Abmessungen einen Druckfestigkeitsabfall von 32 % verzeichneten. Dies zeigt, dass eine sinnvolle Anwendung der Druckfestigkeit als Indiz für die Nachbehandlung nur bei kleinen Proben und scharfen Austrocknungsbedingungen erfolgen kann.

Deutlich empfindlicher als die Druckfestigkeit reagieren Betonkenngrößen, die direkt mit der Betonrandzone in Verbindung stehen (Verschleißfestigkeit, Permeabilität gegenüber Wasser und Gasen, die Porosität in der Randzone und der Chlorideindringwiderstand). Senbetta und

Malchow [63] fanden heraus, dass die Verschleißfestigkeit bei konservierter Lagerung bis zu 50 % höher ist als bei Proben ohne Nachbehandlung. Die Kapillarporosität verringerte sich sogar um bis zu 80 %. Ramezaniapour et al [64] stellten fest, dass bereits eine 2-tägige Nachbehandlung nach dem Entschalen eine deutliche Steigerung des Chlorideindringwiderstandes und eine Abnahme der Porosität bewirkt. Eine Verlängerung der Nachbehandlung führte zu weiteren Verbesserungen. Eine Nachbehandlung bis zum 3. Tag erhöhte den Chlorideindringwiderstand um 47 %. Wurde bis zum Prüftermin (28 Tage) nachbehandelt, ergab sich eine Erhöhung des Chlorideindringwiderstandes um 67 %. In [65] wurde mit zunehmender Nachbehandlungsgüte eine Abnahme der Sauerstoffpermeabilität und der kapillaren Wasseraufnahme festgestellt. Der Einfluss der Nachbehandlung wird gegenüber dem Einfluss des w/z-Wertes als vorrangig angesehen. Hilsdorf et al [60] untersuchten in einem umfangreichen Forschungsprojekt einfach bestimmbare Betonkenngrößen, die Rückschlüsse auf die Betondauerhaftigkeit ermöglichen. Hauptaugenmerk legten die Autoren auf die Permeabilität des Betons gegenüber Luft. Aus parallel durchgeführten Dauerhaftigkeitsuntersuchungen leiteten sie für verschiedene Expositionen und Angriffsarten erforderliche Gefügedichtigkeiten ab, die eine ausreichende Dauerhaftigkeit gewährleisten sollen. Da sie gleichzeitig, die untersuchten Betone unterschiedlich lang (1d, 3d und 7d) unter Wasser lagerten, war es ihnen möglich, Rückschlüsse bezüglich notwendiger Nachbehandlungsdauern zu ziehen. Diese Untersuchungen stellen eine der Grundlagen für die in der DIN 1045-3 festgelegten Zeiten für die Nachbehandlung dar [15].

Powers et al [20] führten grundsätzliche Untersuchungen zur Permeabilität von Zementsteinen durch und betrachteten dabei auch den Einfluss der Nachbehandlung. Sie stellten fest, dass die Permeabilität gegenüber Wasser in erster Linie durch den Gehalt an Kapillarporen bestimmt wird und stets dann hohe Durchlässigkeiten auftreten, wenn der Gehalt an Kapillarporen so groß ist, dass eine Vernetzung untereinander stattfinden kann. Ein noch unhydratisierter Zementleim besteht ausschließlich aus Kapillarporen und Zementklinker. Er besitzt deshalb eine hohe Permeabilität. Durch Hydratation des Zementes wird der Kapillarporenraum reduziert und schließlich werden die Kapillarporen durch die Hydratationsprodukte zunehmend getrennt. Je höher der w/z-Wert ist, desto größer ist das notwendige Volumen an Hydratationsprodukten, um die Kapillarporen zu trennen. Aus dieser Überlegung und aus Kenntnissen zur Hydratationsgeschwindigkeit leiteten die Autoren Mindestnachbehandlungszeiten ab, die notwendig sind, damit die Permeabilität durch Blockieren der Kapillarporen deutlich reduziert werden kann. Ein Zementleim CEM I 32,5 R mit einem w/z-Wert von 0,45 benötigt demnach etwa 7 Tage bzw. einen Zementumsetzungsgrad von ca. 60 %, bis eine Blockierung einsetzt. F. W. Locher [66] nahm die Ergebnisse von Powers auf und stellt die Zusammenhänge in einem Diagramm dar, das wie kein zweites die Notwendigkeit einer Nachbehandlung als Grundlage für dichte und dauerhafte Betone aufzeigt (Bild 2.12). In diesem Diagramm wird deutlich, dass ab einem Kapillarporengehalt im Zementstein von ca. 20 bis 25 % seine Durchlässigkeit gegenüber Wasser stark ansteigt. Interessant ist der deutliche Einfluss des Hydratationsgrades. Allgemein gilt ein Zementstein mit dem w/z-Wert von 0,5 als dauerhaft und dicht. Anhand Bild 2.12 erkennt man aber leicht, dass dies nur bei ausreichend hohem Hydratationsgrad gilt. Erreicht beispielsweise ein Zementstein mit einem w/z-Wert von 0,5 nur einen Hydratationsgrad von 60 %, führt das im Vergleich zu einem Hydratationsgrad von 100 % zu einem ca. 1,4-fach höheren Kapillarporengehalt. Damit geht aber letztlich eine Erhöhung der Wasserdurchlässigkeit um mehr als das 20-fache einher.

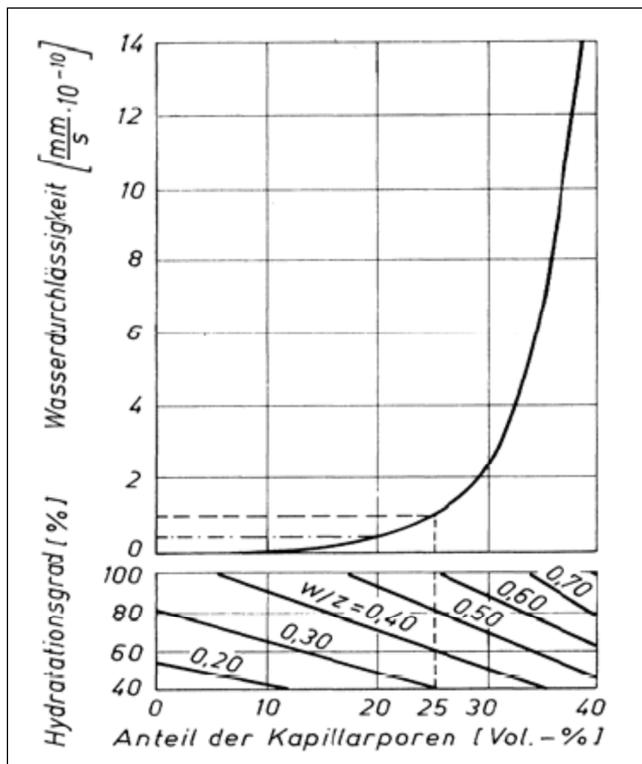


Bild 2.12: Einfluss des Wasser-Zementwertes und des Hydrationsgrades auf den Kapillarporengehalt und die Wasserdurchlässigkeit von Zementstein nach Powers und Locher [66].

[67] erwähnt Untersuchungen von van der Molen sowie Mindess und Young, die analog zu Powers eine Hydrationsdauer von ca. 7 Tagen zum Erreichen eines diskontinuierlichen Kapillarporengefüges angeben. Smolczyk und Romberg untersuchten in [68, 69] den Einfluss des Alters und der Nachbehandlung auf die Porosität und Porengrößenverteilung von Mörtel. Durch eine Verkürzung der Wasserlagerungszeit von 28 auf 2 Tage erhöhte sich bei ihren Untersuchungen die Kapillarporosität  $r > 30$  nm um 67 %. Im Vergleich dazu ergab sich bei 7-tägiger Wasserlagerung nur eine 17 % höhere Kapillarporosität. Smolczyk und Romberg konnten weiterhin zeigen, dass sich eine fehlende Nachbehandlung weniger in einer erhöhten Gesamtporosität, als vielmehr in einer deutlich erhöhten Kapillarporosität zwischen 0,1 und 1  $\mu$ m widerspiegelt. Auch Day et al [70] fanden heraus, dass durch eine schlechtere Nachbehandlung in erster Linie eine Vergrößerung des Porengefüges eintritt, die Gesamtporosität dagegen nur im geringem Ausmaß zunimmt. Whiting [71] untersuchte unter anderem die Wirkung einer Feuchtnachbehandlung im Vergleich zur Nachbehandlung mit Folie. Dabei stellte sie fest, dass eine Nassnachbehandlung zu größeren Endfestigkeiten, die Nachbehandlung mit Folie allerdings zu geringeren Kapillarporositäten führte.

Schießl und Huber untersuchten in [41] den Einfluss der Nachbehandlung auf die Gaspermeabilität. Die Ermittlung der Gaspermeabilität mit dem Verfahren nach TORRENT gewährleistete, dass hauptsächlich der oberflächennahe, von der Nachbehandlung beeinflusste Bereich geprüft wurde. Der Einfluss der Feuchtigkeit in den Kapillarporen wurde vor Prüfbeginn durch eine 28-tägige Vakuumtrocknung bei 60 °C minimiert. Die Autoren konnten einen Zusammenhang zwischen dem Permeabilitätskoeffizienten und dem Wasserverlust herstellen, den die Probe innerhalb von 24 h erleidet. Proben, die aufgrund einer konservierenden Nachbehandlung keinen Wasserverlust erlitten, zeigten im Vergleich zu Proben ohne Nachbehandlung und einem Wasserverlust von ca. 2,1 kg/m<sup>2</sup>d eine mehr als 10-fach geringere Gasdurchlässigkeit. Die Art der Nachbehandlung hatte offensichtlich keinen Einfluss auf den Erfolg. Ausschlaggebend war der Grad der Wasserrückhaltung. In einer weiterführenden Arbeit [40] konnte Huber zeigen, dass bei höheren Lagerungstemperaturen (30 °C statt

20 °C) der resultierende höhere Wasserverlust durch die beschleunigte Zementhydratation ausgeglichen werden konnte.

Der Abriebwiderstand von Mörtelproben nach Erhärtung bei verschiedenen relativen Luftfeuchten wurde von Senbetta et al [57] untersucht. Sie führten ihre Untersuchungen mit und ohne Windbelastung durch. Ihre Ergebnisse zeigten, dass trotz nachgewiesener höherer Wasseraufnahme die Proben mit Windbelastung einen höheren Abriebwiderstand haben. Als mögliche Begründung für dieses unerwartete Ergebnis nennen die Autoren die Verdichtung des oberflächennahen Gefüges durch die stärkere Verdunstung im noch plastischen Zustand. Hierbei muss allerdings erneut bedacht werden, dass ein starkes Frühschwinden sicherlich eine Gefügeverdichtung hervorruft, es bei großformatigen Platten allerdings sehr wahrscheinlich zu einer Rissbildung kommen würde. Nischer [49] untersuchte den Einfluss der Nachbehandlung auf den Abriebwiderstand für Betone mit hohem Anteil an Feinstoffen. Für Proben, die sofort mit feuchten Tüchern abgedeckt und anschließend unter Wasser nachbehandelt wurden, stellte er im Vergleich zu Proben, die sofort austrockneten einen höheren Abriebwiderstand fest. Ab einer Tiefe von einem Zentimeter konnte Nischer keinen Einfluss der Nachbehandlung auf den Abriebwiderstand mehr erkennen.

In [72] wurde der Einfluss der Nachbehandlung auf das Chlorideindringverhalten untersucht, ab einer Tiefe von 40 mm war dabei ein Einfluss der Nachbehandlung nicht mehr feststellbar. Des Weiteren konnte bei einer Feuchtnachbehandlung über den 3. Tag hinaus generell keine Verbesserung mehr festgestellt werden.

Es ist bekannt, dass üblicherweise Zemente mit puzzolanischen oder latent hydraulischen Hauptbestandteilen im Vergleich zu reinen Portlandzementbetonen langsamer reagieren [9, 11]. Wird dem Einfluss der langsameren Reaktion durch entsprechend längere Nachbehandlung entgegengewirkt, entwickeln Betone mit diesen Zementen letztlich ein dichteres Gefüge. Für Hochofenzemente zeigen die Untersuchungen von Ludwig [73], dass Betone unter Verwendung von Zement mit hohem Hüttensandgehalten bereits bei mittleren Hydratationsgraden ein ebenso dichtes oder dichteres Gefüge wie Portlandzementbetone mit vergleichsweise hohen Hydratationsgraden aufweisen können. Kommt es in der Randzone zu einem Wasserverlust, besteht aber bei diesen Zementen ganz besonders die Gefahr, dass die langsamer reagierenden Bindemittelanteile nicht oder nur im unzureichenden Ausmaß reagieren können. Daneben weisen die Hydratationsprodukte der Substitutionszemente eine andere Zusammensetzung auf z: B. weisen die aus der Hüttensand- oder Flugaschereaktion gebildeten C-S-H Phasen ein niedrigeres Verhältnis zwischen CaO und SiO<sub>2</sub> auf und der Portlanditgehalt im Gefüge ist verringert. Weiterhin können die aus diesen Zementen gebildeten Hydratphasen einen veränderten Habitus z. B. folienförmige anstatt nadelförmige C-S-H bzw. C-A-S-H Phasen (Calcium-Aluminat-Silikat-Hydrate) aufweisen [10, 11, 9, 74]. Auf eine detaillierte Betrachtung der Hydratation von latent hydraulischem Hüttensand oder puzzolanischen Substitutionsmaterialien soll hier aber nicht näher eingegangen werden.

### 2.3.2 Einfluss der Nachbehandlung auf den Frost-Tausalz-Widerstand

Eine frühe Arbeit zum Einfluss der Nachbehandlung auf den Frost-Tausalz-Widerstand sind die Untersuchungen von Klieger [75]. Er variierte die Nachbehandlungsdauer bei verschiedenen Temperaturen und leitete aus seinen Ergebnissen eine Mindestnachbehandlungszeit ab, die eingehalten werden muss, um für Straßenbeton einen ausreichenden Frost-Tausalz-Widerstand zu erreichen. Die Mindestnachbehandlungszeit steigt mit sinkender Temperatur. Für die Erhärtungstemperatur von 23 °C beträgt die Mindestnachbehandlungszeit unabhängig vom verwendeten Zementtyp 7 Tage. Auch eine Zugabe von 2 % des Beschleunigers  $\text{CaCl}_2$  ergab keine weitere Reduzierung der notwendigen Nachbehandlungsdauer. Bei niedrigeren Temperaturen (4,4 °C und -3,9 °C) erhöht sich die Mindestnachbehandlungszeit auf 15 bzw. mehr als 60 Tage. Durch Anwendung von Zementen höherer Festigkeitsklasse oder die Zugabe von 2 %  $\text{CaCl}_2$  konnte bei derart niedrigen Temperaturen eine Halbierung der Mindestnachbehandlungszeit erreicht werden. Aus ebenfalls bestimmten Druckfestigkeiten leitete Klieger ab, dass ab einer Druckfestigkeit von 28 N/mm<sup>2</sup> ein ausreichender Frost-Tausalz-Widerstand gewährleistet ist. Die ZTV Beton StB 07 gibt für einen ausreichenden Frost-Tausalz-Widerstand eine Mindestdruckfestigkeit von 25 N/mm<sup>2</sup> an. Brandes [76] konnte diesen Wert durch neuere Untersuchungen bestätigen. In [77] gibt Brandes die für einen ausreichenden Frost-Tausalz-Widerstand notwendige Nachbehandlungszeit mit 1 – 4 Tagen an. Eine 4-tägige Nachbehandlungsdauer war bei 5°C Umgebungstemperatur notwendig. Eine eintägige Nachbehandlung reichte für einen Beton mit schneller Festigkeitsentwicklung und einer Lagerungstemperatur von 20 °C. Nischer [78] befasste sich ebenfalls mit der frühen Frostbelastung bei Baumaßnahmen im Spätherbst. Für 5 °C hält er eine Mindestnachbehandlungszeit bis zum ersten Tausalzauftrag von 11 Tagen für notwendig. In einigen Staaten der USA ist eine Verkehrsfreigabe bereits bei 21 N/mm<sup>2</sup> möglich [79]. Haegermann [80] empfiehlt auf Grundlage seiner Ergebnisse für Portlandzementbetone eine drei bis siebentägige Nachbehandlungsdauer. Für Hochofenzemente sollte sie aber mindestens sieben Tage betragen. Skarabis und Schießl [81] untersuchten den Einfluss verschiedener Nachbehandlungsarten auf den Frost-Tausalz-Widerstand flugaschehaltiger Straßenbetone. Für CEM I Betone mit und ohne Flugasche wurde auch ohne Nachbehandlung stets ein hoher Frost-Tausalz-Widerstand ermittelt. Durch eine 7-tägige Nachbehandlung mit Folie konnte die Abwitterungsmenge flugaschehaltiger Betone deutlich auf unter 200 g/m<sup>2</sup> reduziert werden. Wurden die Proben dagegen ohne Nachbehandlung bei Lagerung in 20°C und 85 % r. F. gelagert, wurde eine bis zu 7-mal höhere Abwitterung festgestellt. Bei ähnlicher Lagerung unter geringerer Luftfeuchte (65 %) ergab sich dagegen im Vergleich zur Folienlagerung nur eine 3-fach höhere Abwitterungsmenge. Diese Ergebnisse überraschen, da Untersuchungen von Kern [38] nahelegten, dass bei einer Lagerung bei  $\geq 85$  % r. F. eine Beeinträchtigung der Hydratation nicht mehr vorliegt. Dass jedoch die Lagerung bei 65 % r. F. im Vergleich zur Lagerung bei 85 % r.F. zu einem höheren Frost-Tausalz-Widerstand führt, lässt vermuten, dass im Fall des Frost-Tausalz-Widerstand nicht nur die Hydratationsbedingungen eine Rolle spielen.

Die Meinungen bezüglich der mindestens erforderlichen Nachbehandlungsdauer zum Erreichen eines hohen Frost-Tausalz-Widerstandes gehen weit auseinander. Auch der Einfluss einer anschließenden Austrocknung der Proben vor der Prüfung des Frost-Tausalz-Widerstandes wird kontrovers gesehen. Haegermann [80] schlussfolgert aus seinen Ergebnissen, dass für Portlandzementbetone eine längere Nachbehandlung unter Wasser keine weitere Erhöhung des Frost-Tausalz-Widerstandes ergibt. Bei Hochofenzementen konnte er dagegen stets durch längere Wasserlagerung den Frost-Tausalz-Widerstand weiter erhöhen. Nach seiner Meinung lassen sich die Beobachtungen durch die Wirkung der Carbonatisierung erklären. Wird die Nachbehandlungsdauer reduziert und die Trockenlagerung entsprechend verlängert, so erhöht sich die Carbonatisierungstiefe. Durch eine längere Nachbehandlung wird die Carbonatisierung gebremst und der Abbau der Kapillarporosität durch

Hydratationsprodukte ist bezüglich des Frost-Tausalz-Widerstandes offensichtlich nicht so wirksam wie der Abbau der Porosität bzw. die Änderung der Porenradienverteilung durch die Carbonatisierung. Dies bestätigen auch die Untersuchungen von Utgenannt [82], der zeigen konnte, dass bei Portlandzementbeton und Portlandhüttenzementen mit Hüttsandgehalten < 30 % die Carbonatisierung eine Verbesserung des Frost-Tausalz-Widerstandes ergab.

Andere Autoren berichten dagegen davon, dass mit zunehmender Trockenlagerungsdauer der Frost-Tausalz-Widerstand abnimmt. [83] untersuchten, wie sich verschiedenen lange Nachbehandlungs- und Trocknungszeiten auf den Frost-Tausalz-Widerstand von Straßenbeton auswirken. Der untersuchte Straßenbeton wurde unter Verwendung von 20 % Steinkohlenflugasche bezogen auf den Zement hergestellt. Die Autoren stellten zwar fest, dass eine längere Nachbehandlung zu höheren Frost-Tausalz-Widerständen führt, dieser jedoch wieder abnimmt, je länger die Proben vor dem Prüfbeginn austrocknen konnten. Die Autoren erklären dies mit einer stärkeren Austrocknung und der damit verbundenen höheren Aufnahme von Tausalzlösung während der Frostprüfung. Dies steht im Widerspruch zu den genannten Untersuchungen von [82] und [80], da davon ausgegangen werden muss, dass während der Austrocknung auch die Carbonatisierung fortschreitet. Des Weiteren widerspricht dies der allgemeinen Erfahrung, wonach die Abwitterungsmenge nicht mit der Menge an aufgenommener Prüfflüssigkeit korreliert [84]. Radlinski und Olek [85] untersuchten den Einfluss der Nachbehandlung auf den Frost-Tausalz-Widerstand von Betonen, die Steinkohlenflugasche und Silikastaub enthielten und niedrige w/z-Werte aufwiesen. Ihre Ergebnisse deuten darauf hin, dass neben der Nachbehandlungsdauer bzw. Intensität auch die Trocknungszeit nach Beendigung der Nachbehandlung eine Rolle spielt. So stellten sie fest, dass bei einer Prüfung im Alter von 14 bis 21 Tagen der Einfluss der vorherigen Nachbehandlung eher gering war. Wurden die Proben bei sonst gleichen Bedingungen erst im Alter von 90 Tagen geprüft, zeigte sich eine deutliche Spreizung. Die nicht nachbehandelten Proben wiesen dann stets einen geringeren Frost-Tausalz-Widerstand auf, während die verschiedenen angewendeten Nachbehandlungsarten zu sehr ähnlichen Ergebnissen führten.

Unerwartet sind die in der Literatur veröffentlichten Ergebnisse zur Wirkung einer frühen Windbelastung. Neuwald et al [83] berichten über die Wirkung einer 6-stündigen Windbelastung (10 km/h), die kurz nach Herstellung der Proben stattfand. Dadurch konnte die Abwitterungsmenge im Vergleich zu einer normal ausgetrockneten Probe um 70 % verringert werden. Die Autoren erklären diese Beobachtung wie folgt. Der im speziellen Versuch verwendete Beton wurde durch Fließmittelzugabe sehr weich eingestellt, so dass er an der Oberfläche Entmischungserscheinungen durch Bluten zeigte. Dies führt i.d.R. zu einer hohen Oberflächenporosität. Durch die stark erhöhte Verdunstung wurde die Erhöhung des w/z-Wertes durch Bluten verhindert, da aufgrund der stärkeren Verdunstung an der Oberfläche ein übermäßiges Anreichern von abgestoßenem Wasser nicht stattfindet.

Slowik [86] berichtet über Untersuchungen von Lägél [87], der den Frost-Tausalz-Widerstand von Betonproben mit dem CDF-Verfahren untersuchte. Ein Teil der Proben wurde nicht nachbehandelt und unterlag für einem Tag einer erhöhten Verdunstung durch eine zusätzliche Windbelastung, der andere Teil wurde nach dem Betoneinbau für die Zeit der Windbelastung mit Folien abgedeckt. Ein Vergleich zwischen beiden Varianten sollte zeigen, wie sich eine frühe Rissbildung auf den Frost-Tausalz-Widerstand auswirkt. Es wurde vermutet, dass eine frühe Rissbildung zu höheren Abwitterungen führt. Die Ergebnisse erbrachten aber keine eindeutigen Hinweise auf eine erhöhte Abwitterung aufgrund früher Rissbildung. Teilweise erreichten die dem Wind ausgesetzten Proben einen höheren Frost-Tausalz-Widerstand, als nachbehandelte und nicht mit Wind belastete Proben. Bei einer weiteren Serie wiesen die mit Wind belasteten Proben, eine bis zu 200 g/m<sup>2</sup> größere Abwitterung auf. Die Unterschiede zwischen den mit Wind belasteten und den nicht nachbehandelten Proben

waren allerdings generell im Vergleich zur Prüfstreuung gering. Bei der Bestimmung der Wassereindringtiefe in Anlehnung an DIN EN 12390 – 8 (Prüfung ohne vorherige Feuchtlagerung) und des Chloriddiffusionskoeffizienten gemäß [88] ergaben sich dagegen eindeutig schlechtere Werte für die mit Wind belasteten Proben. Die Abriebfestigkeit (nach Böhme) und die Oberflächenzugfestigkeit waren dagegen wieder für windbelastete und unbelastete Proben in etwa gleich.

Aufgrund der uneindeutigen Ergebnisse in [86] zum Einfluss einer frühen Windbelastung auf den Frost-Tausalz-Widerstand wurde in [89] dem Einfluss einer frühen Windbelastung nochmals genauer nachgegangen. Dazu wurden erneut frische Betonproben für 24 Stunden einer Windbelastung ausgesetzt, während ein Teil der Proben zu Vergleichszwecken für 24 Stunden mit Folien abgedeckt wurde. Ab dem zweiten Tag lagerten beide Probenarten bei 20°C und 65 % bis im Alter von 21 Tagen die Vorbereitungen für den CDF-Test begannen. Diesmal zeigte sich sehr deutlich, dass die mit Folie abgedeckten Proben eine bis zu vierfach höhere Abwitterung aufwiesen. Die während der Vorsättigung und der Frost-Tau-Wechsel aufgenommene Menge an Prüflösung war für beide Varianten annähernd gleich. Lägél führt seine Ergebnisse jedoch auf Fehler im Versuchsaufbau zurück, da es seiner Meinung nach nicht sein kann, dass nicht nachbehandelte Proben geringere Abwitterungen zeigen.

Eine umfangreiche Literaturstudie zu den Einflüssen auf den Frost-Tausalz-Widerstand von Beton führten Valenza und Scherer durch [90]. Sie schreiben, dass mit erhöhter Erhärtungstemperatur im frühen Alter die Abwitterungen zunehmen. Der Einfluss einer vor Beginn der Frostprüfung durchgeführten Trocknung ist von der Schärfe der Trocknungsbedingungen abhängig. Eine Zunahme der Abwitterung tritt bei schneller Trocknung auf, während die Autoren für eine Trocknung unter üblichen Laborbedingungen nur eine geringe Einflussnahme nennen. Für die Feuchtnachbehandlung zitieren Valenza und Scherer Quellen, die mit zunehmender Nachbehandlungszeit auch eine Zunahme des Frost-Tausalz-Widerstandes festgestellt haben. Untersuchungen von Hilsdorf [60] an LP-freien Betonen mit einem w/z-Wert von 0,6, die ein, drei und sieben Tage unter Wasser lagerten und anschließend bis zur Prüfung des Frost-Tausalz-Widerstandes im Klima 20°C und 65 % r. F. lagerten, ergaben für alle Betone mit zunehmender Nachbehandlungsdauer eine Zunahme des Frost-Tausalz-Widerstandes.

**Fazit:** Die Sichtung der nationalen und internationalen Literatur zum Einfluss der Nachbehandlung auf den Frost-Tausalz-Widerstand von Beton zeigt, dass diesbezüglich keine einheitliche Auffassung besteht. Relativ gesichert ist, dass für Betone unter Verwendung von Hüttensand oder Flugasche eine längere Nachbehandlungsdauer zu einem höheren Frost-Tausalz-Widerstand führt. Bei reinen Portlandzementbetonen bzw. Betone mit mittlerem Gehalt an puzzolanisch bzw. latent hydraulischem Bindemittelanteilen gibt es dagegen auch die Auffassung, dass eine längere Nachbehandlung keine weiteren Vorteil bringt. Teilweise geht man sogar davon aus, dass eine längere Nachbehandlung zu einem geringeren Frost-Tausalz-Widerstand führt. Ebenso wird die Wirkung einer Austrocknung vor der ersten Frost-Tau-Belastung bzw. der Einfluss der Carbonatisierung sehr unterschiedlich gesehen.

## 2.4 Nachbehandlung mit flüssigen Nachbehandlungsmitteln

### 2.4.1 Entwicklung der flüssigen Nachbehandlungsmittel

Die Anfänge der flüssigen Nachbehandlungsmittel liegen in den 30-er Jahren des vergangenen Jahrhunderts in den USA [91, 67]. In dieser Zeit wurde eine Reihe von Patenten angemeldet, die sich mit der Nachbehandlung von Beton befassen. Finley et al [92] beschreiben beispielsweise eine Methode zur Nachbehandlung von Beton, bei der sie eine Filzauflage auf

den Beton legen und diese mit einer Bitumenemulsion besprühen. Überschüssiges, vom Zement abgestoßenes Wasser wurde von der Filzaufgabe aufgenommen und konnte später wieder abgegeben werden. Die Bitumenemulsion verhinderte dagegen das Verdunsten des Wassers. Cross [93] hat ein Gemisch aus Bentonit, Bitumenemulsion und Magnesiumoxid zur Nachbehandlung von Betonoberflächen vorgeschlagen. In [94] wird eine Lösung mit verschiedenen Anteilen an Kieselerde und Stärke vorgeschlagen, um damit einen Film auf frischen Betonoberflächen zu erzeugen. Der Vorschlag von Reynolds [95] weist bereits sehr große Ähnlichkeiten mit den heute üblichen Nachbehandlungsmitteln auf. Er empfiehlt zur Nachbehandlung eine Harzemulsion, die auf die frische Betonoberfläche gesprüht wird. Rowan [96] stellte ein Nachbehandlungsmittel vor, dass durch die Zugabe von Paraffin oder Harz in verschiedenen Lösungsmitteln hergestellt wird.

Nachdem die Nachbehandlungsmittel zunächst einige Jahre nur wenig Beachtung fanden, führten in den USA Mitte der 40-er Jahren zunehmende Probleme bei der Organisation der Baumwolltücher für die übliche Feuchtnachbehandlung im Betonstraßenbau zu einem sprunghaften Anstieg der Anwendung von flüssigen Nachbehandlungsmitteln [91].

In Deutschland und Europa war dagegen bis in die sechziger Jahre des vergangenen Jahrhunderts noch die Nassnachbehandlung die häufigste Nachbehandlungsvariante [97]. Im deutschsprachigen Raum berichtete als erstes Wolf von der Möglichkeit einer Nachbehandlung mit dem Nachbehandlungsmittel „Antisol“ [98]. Doch zunächst wurden in Deutschland Nachbehandlungsmittel nur für die Standstreifen oder bei großer Wasserknappheit eingesetzt [91]. Die Vorzüge der Nachbehandlungsmittel wurden zwar erkannt, ein Einsatz im größeren Maße scheiterte aber vor allem daran, dass keine ausreichenden Praxiserfahrungen vorlagen und Prüfverfahren zur Qualitätsbestimmung möglicher Mittel nicht bekannt waren [97]. Die wissenschaftlichen Arbeiten zur Nachbehandlung mit flüssigen Nachbehandlungsmitteln von Albrecht [99, 91, 100] legten die notwendigen Grundlagen für den Einsatz der Nachbehandlungsmittel in Deutschland. Auf seinen Empfehlungen und ausgearbeiteten Prüfverfahren basierte das erste verbindliche Regelwerk für die Nachbehandlungsmittel im Betonstraßenbau [101], einem der vier Vorgänger der heute gültigen TL NBM – StB 09.

In [102] werden die heute erhältlichen Nachbehandlungsmittel in fünf Gruppen eingeteilt:

1. Wachs- (Paraffin-) dispersionen
2. Acrylatemulsionen
3. Mittel auf Basis von Chlorkautschuk (Hauptsächlich in den USA)
4. Lösungen von Kohlenwasserstoffharzen
5. Mittel auf Basis von Polyvinylacetat

Paraffindispersionen haben in Deutschland einen großen Marktanteil, weil sie für den Verkehrsflächenbau die Standardnachbehandlung darstellen. Auch international nimmt ihr Anteil zu, da sie nicht entflammbar sind und umwelttechnisch sowie gesundheitstechnisch unbedenklich sind. Die Veröffentlichung von Ford [103] zeigt, dass bis in die 80-ziger Jahre in den USA hauptsächlich lösemittelhaltige Nachbehandlungsmittel eingesetzt wurden. Danach nahm der Anteil an wasserbasierten Mitteln zu, da ab 1982 strengere Vorschriften bezüglich der Emission von leichtflüchtigen Verbindungen auch für den Bereich der Nachbehandlungsmittel galten und wasserbasierte Mittel günstiger herzustellen waren. Nachbehandlungsmittel der zweiten Gruppe weisen in der Regel einen geringeren Sperrkoeffizienten auf [58], haben aber den Vorteil, dass sie nicht als Trennschicht wirken. Sie werden deshalb im Bereich der Fußböden und Estriche verwendet. Die Mittel der dritten und vierten Gruppe enthalten Lösungsmittel, in denen die Wirkstoffe gelöst sind. Spellmann et al [104] bescheinigen den Mitteln auf Basis von Chlorkautschuk eine höhere Wirksamkeit, was den etwas höheren Preis im Vergleich zu den Kohlenwasserstoffharzen kompensiert. Bei Mitteln aus

Kohlenwasserstoffharzen besteht dagegen bei sehr sonniger Witterung die Gefahr, dass die Filme brüchig und rissig werden [104]. Die Mittel der fünften Gruppe auf Basis von Polyvinylacetat weisen nur ein geringes Wasserrückhaltevermögen auf. Nachbehandlungsmittel auf Basis von Wasserglas haben keine wirtschaftliche Bedeutung, da ihre Wirksamkeit zu gering ist [105].

Marquardt et al stellen in [106] Untersuchungen mit sogenannten Zwischennachbehandlungsmitteln vor. Diese weisen im Vergleich zu den oben genannten eine grundsätzliche andere Zusammensetzung und Wirkungsweise auf. Die Wasserrückhaltung erfolgt hier nicht durch einen „festen“ Film, sondern durch die Ausbildung einer monomolekularen Schicht auf der Grenzfläche zwischen Wasser und Luft. Dementsprechend reduziert sich ihre Wirkung mit der Abtrocknung der Betonoberfläche. Sie sind aber im besonderen Maße für eine sehr frühe Nachbehandlung geeignet. In der vorliegenden Arbeit werden sie nicht näher behandelt.

#### 2.4.2 Technologie der Nachbehandlungsmittel in Deutschland

In Deutschland sind im Bereich des Verkehrsflächenbaus aus Gründen des Arbeits- und Umweltschutzes nur wässrige Nachbehandlungsmittel (Wachsdisperionen) erlaubt, weshalb sich im Folgenden weitgehend auf diese Mittel beschränkt wird. Die dispergierten Wachs-tropfen stellen die eigentliche Wirkkomponente der Nachbehandlungsmittel dar. Sie bilden während der Trocknung einen dünnen wachsartigen Film, der die Verdunstung des Anmachwassers vermindern soll.

Der Begriff Wachs ist jedoch recht ungenau, da er lediglich physikalische Eigenschaften berücksichtigt. Die DGF-Einheitmethode M-I 1 (75) gibt Eigenschaften und Wertebereiche an, anhand derer entschieden wird, ob ein Stoff zu den Wachsen gehört oder nicht [107]. Im Sinne der Nachbehandlungsmittel ist es richtiger von Paraffinen zu sprechen. Wichtige Grundlagen zu den Paraffinen können [108] entnommen werden. Paraffine sind Mischungen von gesättigten Kohlenwasserstoffen mit der allgemeinen Summenformel  $C_nH_{2n+2}$ , wobei  $n$  zwischen 18 bis über 50 liegen kann. Anhand der Anzahl der enthaltenen Kohlenstoffatome (Zahl  $n$ ) wird zwischen makro- und mikrokristallinen Paraffinen unterschieden (Tabelle 2.2).

Tabelle 2.2: Makro- und Mikrokristalline Paraffine

Eigenschaft	Makrokristalline Paraffine	Mikrokristalline Paraffine
Zahl $n$	18 bis 30	40 bis 55
Schmelzpunkt [°C]	40 bis 60	60 bis 90
Zusammensetzung	Hauptsächlich n-Alkane, wenige i-Alkane und Cycloalkane	Neben langkettigen n-Alkanen, größere Mengen an i-Alkanen und Cycloalkanen mit langen Seitenketten
Kristalle (Größe, Habitus)	Groß und plättchen-, nadelförmig	Sehr kleine Kristalle, je niedriger der Siedepunkt, desto kleiner die Kristalle

Die für die Nachbehandlungsmittel wichtigste Eigenschaft der Paraffinwachs ist ihre geringe Wasserdampfdurchlässigkeit. Zu deren Bestimmung werden Paraffinfilme aus der Schmelze frei oder mittels Trägermaterialien hergestellt. Zwar ist die Wasserdampfdurchlässigkeit eines aus der Schmelze gewonnenen Films im Vergleich zu einem solchen, der aus einer Dispersion entstanden ist, in jedem Fall geringer (vgl. unten), dennoch sind Kenntnisse zur reinen Dampfdurchlässigkeit von Nutzen. Beispielsweise zeigen Ergebnisse in [108, 109], dass die Wasserdampfdurchlässigkeit von Makro- und Mikrokristallinen Paraffinwachsen gleich sind, aber bei mikrokristallinen Paraffinwachsen eine mechanische Belastung zu geringeren

Schäden führt. Tabelle 2.3 gibt berechnete äquivalente Luftschichtdicken für verschiedene Paraffinwachsfilme an. In [110] werden Werte in ähnlichen Größenordnungen angegeben, und zudem darauf hingewiesen, dass sowohl die Abkühlrate von Paraffinwachsfilmen, als auch eine spätere Temperaturbehandlung die Wasserdampfdurchlässigkeit beeinflussen. Sehr schnelles Abkühlen führt zu weniger dichten Filmen, während ein nachträgliches Tempern die Filmqualität erhöht.

Für wässrige Nachbehandlungsmittel verwendet man Paraffindispersionen, zu deren Herstellung zunächst geschmolzenes Paraffin in heißem Wasser durch Anwendung einer leistungsstarken Mischanlage und Emulgatoren zu einer O/W-Emulsion verarbeitet wird. Während der anschließenden Abkühlung der Emulsion erstarrt das Paraffin, so dass man von einer Dispersion sprechen muss. Bild 2.13 zeigt eine Paraffindispersion zu Beginn der Filmbildung.

Tabelle 2.3: Aus Literaturangaben berechnete äquivalente Luftschichtdicken (sd) verschiedener Wachs- bzw. Paraffinwachsfilme und deren Anfälligkeit bezüglich mechanischer Beanspruchungen.

Material	Mechan., Beansp.	Filmangaben	Klima			sd <sup>1)</sup> [m]	Quelle
			trockene Seite r. F. [%]	feuchte Seite r. F. [%]	Temperatur [°C]		
<b>Makro</b> kristallines Wachs (A)	nein	Mit 25 M.-% Wachs beschichtetes Sulfitpapier	0	50	25	84	[108]
	ja					1,9	
<b>Makro</b> kristallines Wachs (B)	nein					71	
	ja					1,8	
<b>Mikro</b> kristallines Wachs	nein					79	
	ja					6,3	
Paraffindispersion (A)	nein	Mit NBM besprühte wassergesättigte Glasfritten (d ~ 0,04 mm)	0	100	24	1,4	[111]
Paraffindispersion (B)						4,3	
Lösungen						5,3 – 15,4	
Bienenwachs	nein <sup>2)</sup>	Frei tragender Film (d ~ 0,04 bis 0,11 mm)	0	100	25	3,4	[112]
Candelillawachs						11,4	
Carnaubawachs						6,1	
<b>Mikro</b> kristallines Wachs						5,9	

Fortsetzung Tabelle 2.3

Material	Mechan., Beansp.	Filmangaben	Klima			sd <sup>1)</sup> [m]	Quelle
			trockene Seite r. F. [%]	feuchte Seite r. F. [%]	Tempe- ratur [°C]		
Paraffin (A)	nein	Mit 50 M.-% Wachs be- schichtetes Papier	0	100	25	38	[109]
	ja					11	
Paraffin (B)	nein					34	
	ja					6	
Mikrokristalli- nes Wachs	nein					46	
	ja					15	
Mischwachs 1	nein					41	
	ja					14	
Mischwachs 2	nein					51	
	ja					19	

1) sd – Äquivalente Luftschichtdicke, die dem Wasserdampf denselben Widerstand entgegensetzt, wie der geprüfte Wachsfilm

2) Keine geplante mechanische Belastung. Durch den gewählten Versuchsaufbau ist eine mechanische Beanspruchung aber kaum vermeidbar.

Zur Gewährleistung der Lagerfähigkeit und Anwendbarkeit kommen für die Herstellung von wässrigen Nachbehandlungsmitteln noch weitere Stoffe zum Einsatz (Pestizide, Stellmittel, Hilfsstoffe). Weißpigmente können zugegeben werden, wenn der Film nach Ende der Filmbildung nicht durchscheinend, sondern weiß gefärbt sein soll. Solche Mittel werden im Sommer eingesetzt, wenn eine zu starke Aufheizung des Betons durch Sonneneinstrahlung vermieden werden muss.

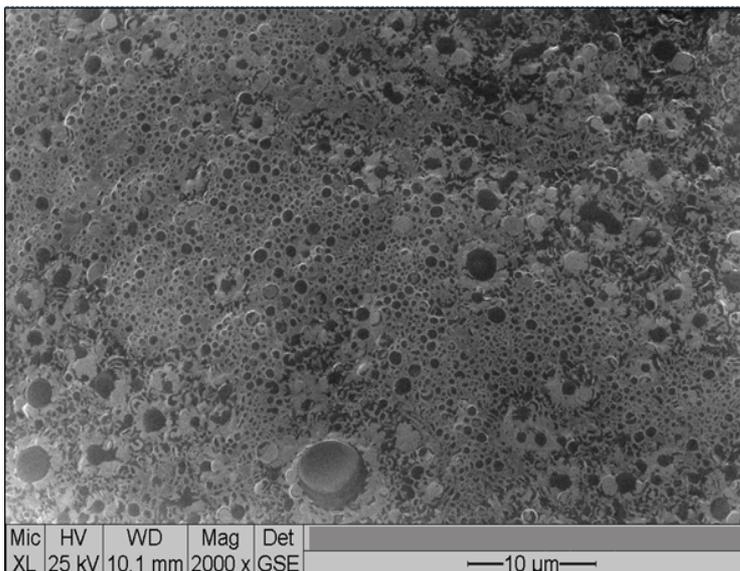


Bild 2.13: Rasterelektronenmikroskopieaufnahme einer Paraffindispersion (Nachbehandlungsmittel) zu Beginn der Verfilmung. Die runden, dunklen Bereiche stellen die Paraffinpartikel dar. Zwischen den Partikeln befindet sich das Dispersionsmittel mit darin enthaltenem Emulgator und Hilfsstoffen (hellere Bereiche).

Die Herstellung und Stabilisierung von Paraffindispersionen ist ein komplexer Vorgang, der im Detail auf einer Vielzahl von Arten möglich ist [113, 114]. Angaben über die genaue Zusammensetzung eines Nachbehandlungsmittels sind nicht erhältlich und auch Quellen, die speziell die Stabilisierung der Paraffindispersionen von Nachbehandlungsmitteln behandeln, sind kaum vorhanden. Man ist deshalb auf Literatur aus anderen Bereichen angewiesen.

Wagner [115] gibt eine sehr detaillierte Zusammenfassung zur Filmbildung aus Emulsionen und geht dabei auf das Spannungsfeld zwischen der Stabilität der Emulsion einerseits und der Qualität des später entstehenden Filmes andererseits ein. Er verdeutlicht, dass ein „echter“ geschlossener Film nur in Abwesenheit eines Emulgators und etwaiger Hilfsstoffe entstehen kann. Je höher die Anteile an Emulgatoren und Hilfsstoffen sind, desto größer sind auch ihre Anteile im entstehenden Film und damit das Ausmaß an Inhomogenitäten. Um einem „echten“ d.h. weitgehend ungestörten Film näher zu kommen, nennt Wagner drei Möglichkeiten. Eine Möglichkeit betrifft die Auswahl der Hilfsstoffe, die so erfolgen soll, dass sie Kombination mit dem Wirkstoff die negative Beeinflussung der Filmbildung so gering wie möglich gehalten wird. Die zweite, am nächsten liegende Möglichkeit ist, die so weit wie mögliche Verringerung des Anteils an Hilfsstoffen. Die dritte Möglichkeit, die Wagner vorschlägt, ist ein Erzwingen des Brechens der Emulsion durch Absaugen der Emulsionsflüssigkeit und der darin gelösten Hilfsstoffe.

Die in [116] vorgestellte Herstellung von Nachbehandlungsmitteln auf Basis von Paraffindispersionen scheinen die letzten beiden Möglichkeiten aufzugreifen. Es wird von einer Herstellung gesprochen, die einen vergleichsweise geringen Emulgatoranteil ermöglicht. Zwar sind so produzierte Mittel ausreichend lagerstabil, beim Kontakt mit dem alkalischen Milieu des Betons bricht die Dispersion (Koagulation) jedoch sehr schnell. Auf diese Weise wird ein Zusammenlaufen des Nachbehandlungsmittels in den Texturtälern vermieden (Bild 2.15).

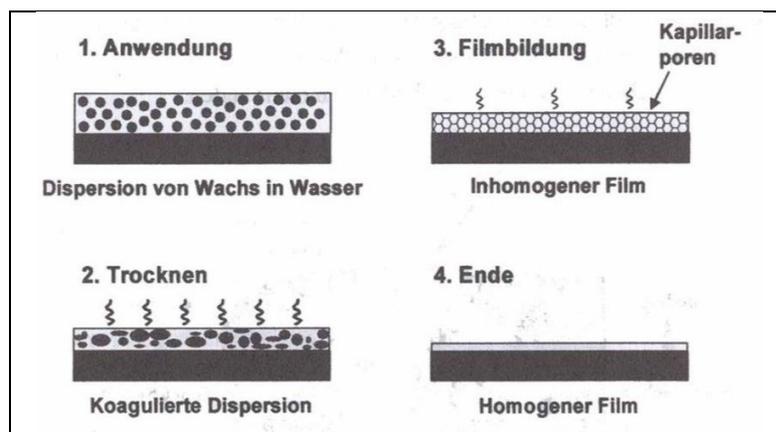


Bild 2.14: Schematische Darstellung der Filmbildung von Nachbehandlungsmitteln auf Paraffinbasis mit dem Dispersionsmittel Wasser nach [116].

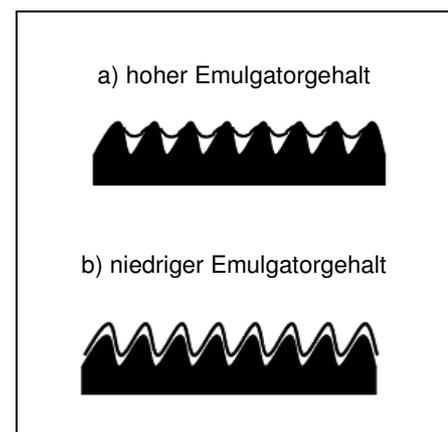


Bild 2.15: Einfluss des Emulgatorgehaltes auf die Filmbildung nach [116].

Auch Thompson [114] geht näher auf die Wirkung der Emulgatoren in Paraffindispersionen ein und macht deutlich, dass der Emulgator in hohem Maße auf Qualität- und Wasserbeständigkeit des Filmes Einfluss nimmt. Er stellt eine Paraffindispersion vor, für deren Herstellung er einen Emulgator verwendet, den er durch Anwendung einer Fettsäure und einer basisch reagierenden Komponente (Triethanolamin) erhält. Besonders wasserbeständige und gute Paraffinwachsfilm erreichte er, indem er ein Teil der alkalischen Komponente für die Verseifung der Fettsäure durch Ammoniak einbringt. Bei der Verfilmung verdunstet dann das Ammoniak, so dass die Paraffinphase weniger gestört wird. Eine verbesserte Wasserunlöslichkeit der entstehenden Filme erreicht Thompson unter anderem durch Zusatz einer in Wasser unlöslichen Kaseinverbindung.

### 2.4.3 Filmbildung aus wässrigen Nachbehandlungsmitteln

Streng genommen findet, bei der Trocknung des Nachbehandlungsmittels keine Filmbildung statt, wie man sie von Lacken kennt. Zwar bildet sich tatsächlich durch die Verdunstung des Dispersionswassers eine wachsartige Schicht, diese kann sich jedoch nicht als geschlossene

ne Phase ausbilden, da zwischen den Paraffintropfen stets die Hilfsstoffe als eine Art Wandsubstanz verbleiben und es keine Verschmelzung der Paraffintropfen gibt [115]. Unter Vernachlässigung dieser Einschränkung zeigt Bild 2.14 eine schematische Darstellung der Filmbildung. Wichtig ist der Einfluss der sich im 3. Stadium bildenden Kapillarporen, die mit kleiner werdendem Durchmesser zu sehr hohen kapillaren Unterdrücken führen. Dadurch werden die Paraffintropfen stark aneinander gedrückt, was die Ausbildung einer möglichst geschlossenen Schicht begünstigt. In [117] wurde untersucht, wie sich verschiedene Prüfklimaten auf die Sperrwirkung von wässrigen, paraffinhaltigen Nachbehandlungsmitteln auswirken. Diese Ergebnisse zeigten, dass Prüfungen bei geringerer Temperatur zu höheren Sperrwirkungen führten. Mögliche Gründe für dieses Verhalten werden aber nicht diskutiert. In jedem Fall ungünstig auf die Filmbildung wirkt sich bei wässrigen Mitteln ein zu früher Auftrag aus. Der Film wird dann brüchig und rissig [116]. Die genauen Gründe für die starke Abhängigkeit der Filmqualität vom Auftragszeitpunkt bzw. dem Zustand der Betonoberfläche sind noch nicht vollständig geklärt. Spellmann et al [104] berichten, dass Nachbehandlungsmittel immer dann eine geringe Sperrwirkung erzielten, wenn der Film unter dem Mikroskop sandig oder körnig erschien, also kein geschlossener Film entstanden war.

#### 2.4.4 Prüfung von flüssigen Nachbehandlungsmitteln

Um die Wirksamkeit einer Nachbehandlung beurteilen zu können, muss man sich einer Bezugsgröße bedienen, für die man vergleichend Untersuchungen ohne und mit der zu untersuchenden Nachbehandlungsmaßnahme durchführt. Mögliche Parameter dafür sind das Wasserrückhaltevermögen, Eigenschaften des Festbetons insbesondere im randnahen Bereich und die relative Luftfeuchtigkeit im Inneren des Betons.

Für genormte Prüfungen der Nachbehandlungsmittel wird international die Wasserabgabe als Bezugsgröße verwendet. Einen Überblick bezüglich international vorhandener Prüfvorschriften zur Bestimmung der Effektivität von Nachbehandlungsmitteln gibt [118]. In Deutschland werden neben der Wasserabgabe auch noch andere relevante Eigenschaften der Nachbehandlungsmittel (Griffigkeit, Verwitterungseigenschaften) gemäß [119] geprüft. Die TL NBM unterscheidet die Mittel bezüglich des Auftragszeitpunktes und der Anforderungen an die nachzubehandelnde Oberfläche (Tabelle 2.4).

Tabelle 2.4: Einteilung der Nachbehandlungsmittel gemäß TL NBM-StB 09

Anwendungsbereich H / M / E		Zeitpunkt des Aufbringens		
		sofort H	mattfeucht M	nach Entschalen E
Beton für Verkehrsflächen	V	VH	VM	-
Kombimittel aus Verzögerer und NBM zur Herstellung von Waschbetonoberflächen	A	AH	-	-
Allgemeiner Betonbau (Beton für nicht befahrene Bauteile ohne Griffigkeitsanforderungen)	B	BH	BM	BE

In der vorliegenden Arbeit werden nur Nachbehandlungsmittel des Typs VM untersucht, da diese in der Vergangenheit und auch gegenwärtig den Hauptteil der Nachbehandlungsmittel ausmachten. Genauere Ausführungen zur Prüfung der Nachbehandlungsmittel gemäß TL NBM-StB 09 können [120] entnommen werden, dort wird auch auf das veränderte Prüfverfahren für die hier verwendeten Nachbehandlungsmittel vom Typ VM eingegangen, das im Wesentlichen auf die Arbeit von Frentzel-Schirmacher zurückgeht [118, 121]. An dieser Stelle soll nur kurz auf wichtige Aspekte eingegangen werden.

Frentzel-Schirmacher und auch Huber [40] konnten zeigen, dass das Wasserrückhaltevermögen wässriger Nachbehandlungsmittel bei einem sehr frühen Auftrag sehr gering ist. Bei einem sehr späten Auftrag verfilmen die Mittel zwar sehr gut, aber die Wasserabgabe ist aufgrund der großen Zeitspanne, in der die Proben unbehandelt blieben, ebenfalls sehr hoch. Es muss folglich einen optimalen Auftragszeitpunkt geben, bei dem die größtmögliche Wassermenge zurückgehalten werden kann. Dieser Zeitpunkt ist erreicht, wenn ein für 60 Sekunden auf Beton aufgelegter Lackmuspapierstreifen (Bild 2.16) keine Verfärbung mehr aufweist [41, 40, 118].

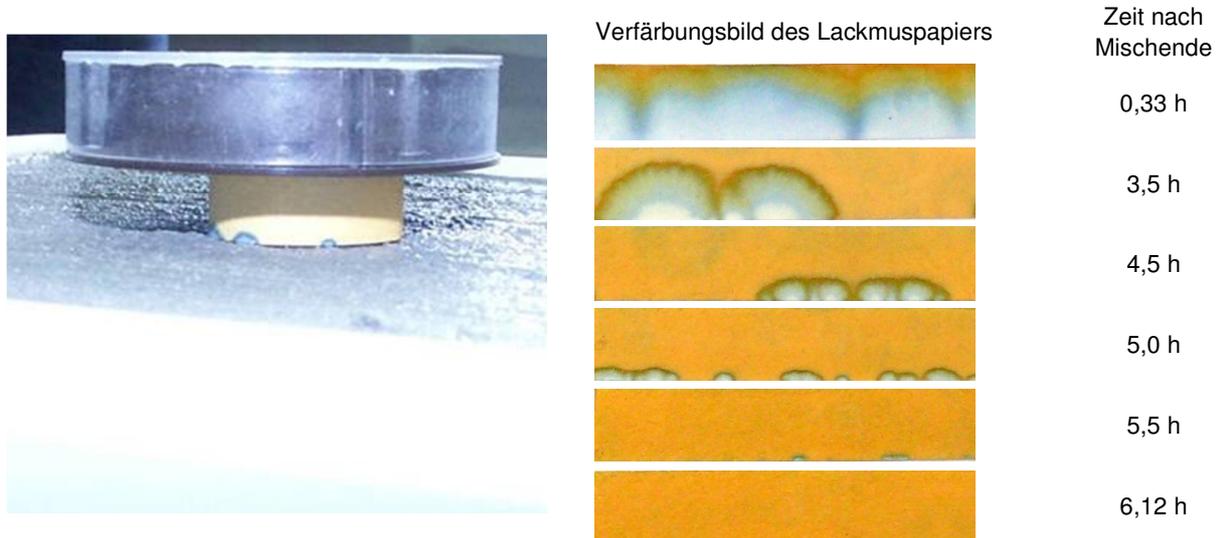


Bild 2.16: Darstellung des Lackmuspapiertests nach Huber.

Will man wässrige Nachbehandlungsmittel reproduzierbar prüfen, ist der Lackmuspapiertest eine sehr gute Möglichkeit für verschiedene Betone und NBM identische Ausgangsbedingungen zu schaffen. Nischer [122] vermutet aber, dass ein genereller Auftrag des Nachbehandlungsmittels auf den mattfeuchten Beton zu spät ist, da dann bereits schon Fröhschwindrisse entstanden sein können. Slowik [86] konnte allerdings für Beton einen Zusammenhang zwischen dem Beginn des Aufbaus des kapillaren Unterdrucks und dem mittels Lackmuspapiertest bestimmten Zeitpunkt der Mattfeuchte aufzeigen. Er stellte fest, dass unmittelbar nach dem das Lackmuspapier keine Verfärbung mehr erkennen ließ, sich der kapillare Unterdruck im Gefüge allmählich aufbaute (vgl. Abschnitt 1.1). Dies zeigt, dass im Zeitraum vor dem Mattfeuchtwerden der Oberfläche keine Gefahr der Fröhschwindrisbildung besteht. Nachbehandlungsmittel werden deshalb in dieser Arbeit, soweit nichts anderes geschrieben steht, stets zum mattfeuchten Zeitpunkt, bestimmt mit dem Lackmuspapiertest, aufgebracht. Wie in der Arbeit noch gezeigt wird, bedeutet dies aber nicht, dass eine wirksame Anwendung der Nachbehandlungsmittel in der Praxis nur durch Anwendung dieses praxisuntauglichen Lackmустests möglich ist. Unter praktischen Bedingungen sollte man eher davon ausgehen, dass es ein zeitliches Anwendungsfenster gibt und ein Auftrag der Mittel auf eine subjektiv nicht mehr glänzende Fläche zu einer wirksamen Nachbehandlung führt. Es sei weiterhin darauf hingewiesen, dass die Bestimmung des Sperrkoeffizienten gemäß TL NBM-StB 09 (Bild 2.17) eine verlässliche Unterscheidung zwischen guten und schlechten Mitteln erlaubt, eine direkte Übertragbarkeit so ermittelter Sperrkoeffizienten auf die Anwendung in der Praxis mit verschiedenen Oberflächen unter Klimabedingungen aber nicht gewährleistet werden kann und auch nicht Sinn der Prüfung ist. Der Sperrkoeffizient gemäß TL NBM-StB 09 gibt zunächst nur für festgelegte Prüfbedingungen an, wie viel Prozent des Wasserverlustes der unbehandelten Proben durch die Nachbehandlungsmittel zurückgehalten werden konnte. Da es praktisch möglich ist, dass der Beton einen Teil des Dispersionswassers der Nachbehandlungsmittel aufnimmt, kann es nach dieser Definition zu Sperrkoeffizienten größer 100 % kommen. Dies bedeutet, dass der Beton mehr Wasser aus

dem Nachbehandlungsmittel aufgenommen hat, als durch den Nachbehandlungsmittelfilm insgesamt verdunstet ist [118, 121].

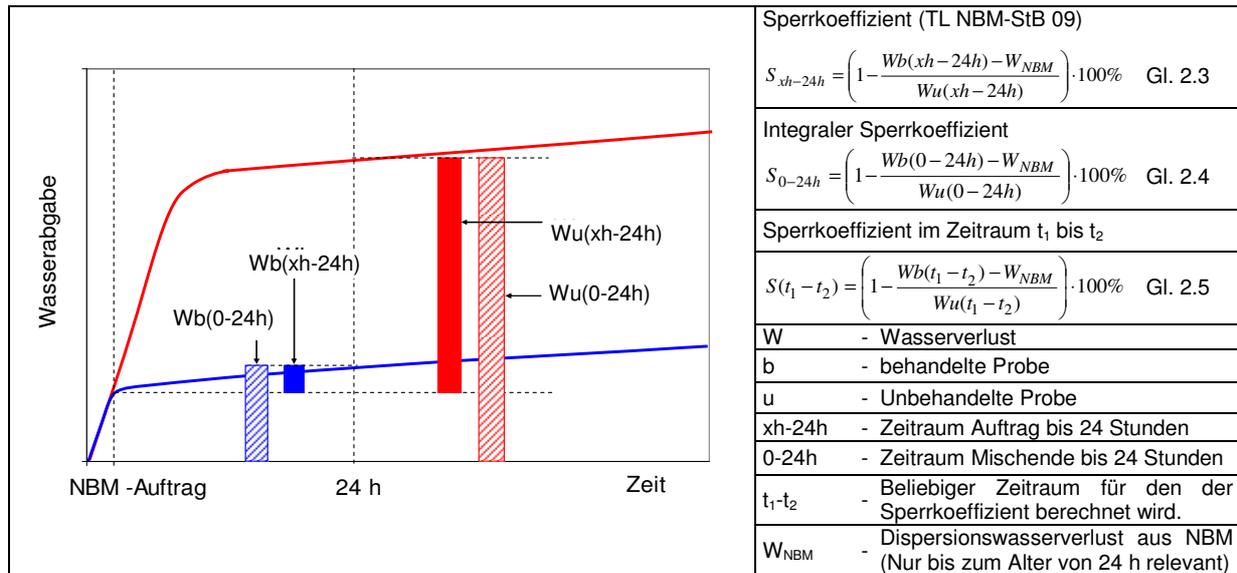


Bild 2.17: Berücksichtigung unterschiedlicher Wasserverluste zur Berechnung der Sperrkoeffizienten.

#### 2.4.5 Effektivität der Nachbehandlungsmittel

Obwohl für die Prüfung der Nachbehandlungsmittel gemäß Normen und Regelwerken international der Wasserverlust verwendet wird, gibt es in der Literatur eine Vielzahl von Arbeiten, die versuchen, die Wirksamkeit der Nachbehandlungsmittel anhand von relevanten Festboneigenschaften zu bewerten. Dass dabei keine einheitliche Meinung bezüglich der Wirksamkeit der Mittel, oder der am besten geeigneten Prüfmethode bestehen, zeigen die folgenden Quellen.

Choi [123] führten Feldversuche durch, um die Anwendbarkeit verschiedener Kennwerte als Maßstab zur Beurteilung der Nachbehandlungseffektivität von flüssigen Nachbehandlungsmitteln im Betonstraßenbau zu quantifizieren. Untersuchte Kennwerte waren: mechanischer Eindringwiderstand (Windsor Probe System), Wasseraufnahme ähnlich der Karstenschen Methode, Oberflächentemperatur, Reflektionsgrad, relative Luftfeuchte im Beton und Messung der dielektrischen Konstante. Die Ergebnisse zeigten allerdings, dass keiner der untersuchten Kennwerte eine verlässliche Aussage zur Qualität und Effektivität der Anwendung von flüssigen Nachbehandlungsmitteln zuließ. In [124] wurde dagegen berichtet, dass die Nachbehandlung mit Nachbehandlungsmittel eine eindeutige Steigerung des Abriebwiderstandes nach Böhme bewirkt.

Auch in [125] wurden verschiedene Untersuchungen durchgeführt und festgestellt, dass die Bestimmung der Oberflächenhärte oder des Abriebwiderstandes eine Klassifizierung der Nachbehandlungsmittel zulassen. Dennoch empfehlen sie zur Bestimmung der Effektivität verschiedener Nachbehandlungsmittel das Wasserrückhaltevermögen im Vergleich zu unbehandelten Proben, da dies eine einfache und aussagekräftige Untersuchung darstellt.

Einen gänzlich anderen Weg zur Bestimmung der Effektivität der Nachbehandlungsmittel gehen Dhir et al [111]. Sie entwickelten zwei Messaufbauten, mit denen sie den Dampfdiffusionswiderstand von Nachbehandlungsmittelfilmen bestimmen können. Die Nachbehandlungsmittel wurden dazu auf wassergesättigte Glasfritten appliziert. Die Untersuchungsergebnisse weisen zum einen eine hohe Reproduzierbarkeit und Trennschärfe des Verfahrens aus, zum anderen zeigte sich, dass lösemittelhaltige Nachbehandlungsmittel im Vergleich zu wasserbasierten und wachshaltigen Mitteln höhere Diffusionswiderstände erreichen. Parallel

durchgeführte Bestimmungen des Sperrkoeffizienten bestätigten diese Einordnung (vgl. Tabelle 2.3). In [56] wird dagegen berichtet, dass paraffinbasierte Mittel gegenüber den lösungsmittelhaltigen Mitteln eine höhere Wirksamkeit zeigen. Auch Spellman [104] versuchte die Effektivität der Nachbehandlungsmittel über die direkte Bestimmung des Dampfdiffusionswiderstandes zu bewerten. Er stellte fest, dass die beim Aufsprühen der Mittel auf frische Mörtel ermittelte Wasserrückhaltung und die Wasserdampfdurchlässigkeit der mit den Mitteln beschichteten Filterpapiere keine einheitliche Bewertungsgrundlage ergaben. Die Bestimmung der Wasserdampfdurchlässigkeit an beschichteten Filterpapieren stellt aber seiner Meinung nach die reproduzierbarere Prüfung dar.

Burnett et al [126] schreiben zum Thema Wirksamkeit der Nachbehandlungsmittel, dass je früher der Auftrag der Nachbehandlungsmittel (lösemittelhaltig) erfolgt, desto größer ist die zurückgehaltene Wassermenge. Betondruckfestigkeit und Abriebwiderstand waren jedoch immer dann am größten, wenn der Auftrag nach 30 bis 100 Minuten nach Fertigung der Oberfläche erfolgte. Sie zeigen damit sehr deutlich das Spannungsfeld zwischen Reduzierung der Wasserabgabe auf der einen und den wichtigen Festbetoneigenschaften auf der anderen Seite.

White et al [105] untersuchten die Effektivität von neun Nachbehandlungsmitteln, die sich in ihrem Wasserrückhaltevermögen unterschieden. Als Kenngrößen bestimmten sie von wassergelagerten, an Luft gelagerten und mit Nachbehandlungsmittel besprühten Proben unter anderem die Wasseraufnahme, die Kapillarporosität und den Abriebwiderstand. Sie stellten fest, dass trotz unterschiedlichem Wasserrückhaltevermögen die Auswirkungen auf die untersuchten Kenngrößen vergleichbar waren. Eine Verdopplung des nach ASTM C 309 zulässigen Wasserverlustes innerhalb von sieben Tagen von  $0,055 \text{ g/m}^2$  auf  $0,098 \text{ g/m}^2$  führte nicht zur drastischen Verschlechterung der relevanten Kenngrößen. Nachbehandlungsmittel, die einen Wasserverlust nach sieben Tagen von  $0,140 \text{ g/m}^2$  bzw.  $0,170 \text{ g/m}^2$  aufwiesen, zeigten dagegen eine Verschlechterung der Kennwerte. Proben, die mit diesen Mitteln nachbehandelt wurden, erreichten aber immer noch deutlich bessere Werte als nicht nachbehandelte Proben. In [102] konnte dagegen keine eindeutige Bewertung der Effizienz von Nachbehandlungsmitteln vorgenommen werden. Bei einigen Eigenschaften wurden im Vergleich zur Nachbehandlung mit feuchten Tüchern und Nachbehandlungsmitteln keine Unterschiede festgestellt. Bei anderen Eigenschaften führte die Feuchtnachbehandlung zu besseren Werten. Auch Jacobs [127] konnte für die Nachbehandlung mit NBM kein einheitliches Verhalten feststellen. Je nach Lagerung, verwendeter Zementart und untersuchter Betoneigenschaft konnte er im Vergleich zur Foliennachbehandlung oder Wasserlagerung eine Verbesserung aber auch eine Verschlechterung feststellen.

Huber und Schießl [40, 41] beschäftigten sich intensiv mit der Wirksamkeit von Nachbehandlungsmitteln und konnten zeigen, dass eine Reihe von Betonkenngrößen (Permeabilität gegenüber Luft, Druck- und Biegezugfestigkeit) durch die Nachbehandlungsmittel günstig beeinflusst werden können. Dabei stellten sie fest, dass die geprüften Eigenschaften des Betons umso besser waren, je geringer der bis zum Alter von 24 Stunden aufgetretene Wasserverlust war. Ihre Empfehlung lautet deshalb, zur Beurteilung der Effektivität von Nachbehandlungsmitteln den Wasserverlust innerhalb von 24 Stunden heranzuziehen. In [58] wird ein Verfahren vorgestellt, welches über die Bestimmung der Sauerstoffpermeabilität eine gute Bewertung der Effektivität der Nachbehandlungsmittel ermöglicht. Dabei konnte gezeigt werden, dass die Nachbehandlungsmittel eine Wirksamkeit zwischen 53 bis 92 %, bezogen auf eine bis zum Prüftermin durchgeführte Nassnachbehandlung, besitzen. Eine Bewertung der Effektivität der Nachbehandlungsmittel über die Bestimmung der relativen Luftfeuchte im Beton wurde in [33] geprüft. Die Wirksamkeit wurde umso höher eingeschätzt, je länger der Nachbehandlungsmittelfilm es vermochte, die relative Luftfeuchtigkeit im Beton (in 6,35 mm

Tiefe) über 80 % zu halten. Grundlage für diese Vorgehensweise ist die Erkenntnis, dass unter 80 % r. F. im Beton keine Hydratation mehr stattfinden kann. Die Ergebnisse zeigen, dass die Auftragsmenge einen relativ geringen Einfluss auf die Wirksamkeit hatte. Sobald die Auftragsmenge einen geschlossenen Film ermöglichte, erbrachte eine weitere Erhöhung der aufgetragenen Menge nur noch eine geringe Steigerung der Wirksamkeit. Allerdings ist die Messtiefe von 6,35 mm bereits als sehr groß zu bezeichnen. Die äußerste Randzone wird wesentlich früher eine relative Luftfeuchte unter 80 % aufweisen. Es bleibt ungeklärt, wie sich höhere Auftragsmengen auf randnahe Schichten auswirken. Zudem wurden keine Angaben zum Wirkstoffgehalt der geprüften Mittel gemacht.

Untersuchungen von Günter und Hilsdorf ergaben bei hüttensandreichen Betonen, dass mit größer werdender Nachbehandlungsmittelmenge der Frost-Tausalz-Widerstand der Betone gesteigert wird [55]. Auch andere Autoren berichten von höheren Wasserrückhaltevermögen bei höheren Auftragsmengen oder Wirkstoffgehalten [67, 128]. In [54] werden deshalb generell höhere Auftragsmengen befürwortet, um eine größere Wirksamkeit der Nachbehandlungsmittel zu erreichen. Kern [38] hat die chemische Wasserbindung im Beton bei Anwendung von flüssigen Nachbehandlungsmitteln untersucht. Dabei stellte er für verschiedene Mittel sehr unterschiedliche Wirksamkeiten fest. Einige Mittel zeigten keine Wirkung, während andere eine ähnliche Wirksamkeit wie eine Nassnachbehandlung aufwiesen.

Eine Ursache für die sehr unterschiedliche Bewertung der Nachbehandlungsmittel könnte eine falsche Anwendung sein. Auch in [129] wird die Meinung vertreten, dass eine fehlende Wirkung eines Nachbehandlungsmittels hauptsächlich auf typische Anwendungsfehler, wie zu geringe Auftragsmengen, ungleichmäßiger Auftrag oder eine falsche Applikationszeit zurückzuführen ist. Dem letztgenannten Einfluss kommt dabei die größte Bedeutung zu, weil besonders bei wasserbasierten Mitteln die starke Abhängigkeit der Wirksamkeit vom Auftragszeitpunkt oft nicht berücksichtigt wird. Hierin ist ein Grund zu suchen, weshalb wasserbasierte Mittel häufig als weniger wirksam eingestuft werden. In anderen Fällen werden verwendete Nachbehandlungsmittel nicht näher spezifiziert, was eine nachträgliche Bewertung und Einordnung der Angaben schwierig macht.

Für lösemittelhaltige Nachbehandlungsmittel wird in der Literatur relativ einheitlich ein möglichst früher Zeitpunkt empfohlen, wobei der Auftrag auf eine blutende Fläche ausgeschlossen wird [45, 123, 102]. Oft ergibt sich der Auftragszeitpunkt aus den vorher notwendigen Oberflächenarbeiten, die ihrerseits auch nicht zu früh durchgeführt werden sollen. So wird in [130, 131] festgestellt, dass es immer dann zu einem geringen Frost-Tausalz-Widerstand kommt, wenn die Oberfläche nachgeglättet wird, obwohl noch Blutwasser an der Oberfläche vorhanden war oder zusätzliches Wasser zur besseren Bearbeitung aufgebracht wurde. In [132] wird diese Vermutung bestätigt. Bezüglich des Auftragszeitpunktes lösemittelhaltiger NBM empfehlen einige Autoren, mit dem Auftrag des Nachbehandlungsmittels nicht zu lang zu warten, da sonst das Nachbehandlungsmittel in die bereits entleerten Poren gesaugt wird [129, 45]. In [102] empfehlen die Autoren zwar für alle Mittel einen möglichst frühen Auftrag, sie gehen aber zusätzlich auf das Blutverhalten der Betone ein. Ihrer Meinung nach darf ein Auftrag der Mittel (egal welcher Art) erst erfolgen, wenn der Beton kein Wasser mehr abstößt. Dies muss gerade bei hohen Verdunstungsraten nicht mit dem Zeitpunkt übereinstimmen, ab dem der Wasserfilm an der Oberfläche verschwindet. Erfolgt der Auftrag obwohl der Beton noch Wasser absondert, die Oberfläche aber trocken erschien, dann bildet sich ggf. unter dem Nachbehandlungsfilm eine Wasseransammlung, da die Verdunstung durch den Nachbehandlungsfilm vermindert wird. Dies kann zu rissigen Filmen führen. In diesem Fall muss ein zweiter Auftrag erfolgen. Ob ein früher oder später Auftragszeitpunkt als optimal angesehen wird, ist insbesondere bei lösemittelhaltigen Systemen von der zur Bewertung herangezogenen Kenngröße abhängig. Lösemittelhaltige NBM ergeben mitunter bei sofort-

gem Auftrag bereits sehr gute Wasserrückhaltevermögen, was zu sehr hohen Wirksamkeiten führt, wenn man die insgesamt zurückgehaltene Wassermenge heranzieht. Insbesondere die Eigenschaften der Betonrandzone können aber durch einem im plastischen Zustand aufgetretenen Wasserverlust profitieren, wenn damit einer Verdichtung des Gefüges durch Verringerung des w/z-Verhältnisses einhergeht. In diesem Fall wird ein späterer Auftrag das Optimum ergeben.

Für wässrige Nachbehandlungsmittel ist der Zusammenhang zwischen Applikationszeitpunkt und Effektivität erst in den letzten Jahren von Huber und Frentzel-Schirmacher systematisch untersucht worden (siehe 2.4.4). In vielen Quellen wurden und werden dagegen wässrige Nachbehandlungsmittel auf gleiche Weise wie lösemittelhaltige Systeme angewandt. Diese Vorgehensweise resultiert zum Teil auch aus den Vorschriften der jeweiligen Länder, die nicht speziell auf die Besonderheiten der wässrigen Systeme eingehen. In der Folge fiel die Beurteilung der Wirksamkeit wässriger Nachbehandlungsmittel sehr differenziert aus. Häufig wird ihnen keine oder nur eine sehr geringe Wirksamkeit zugeschrieben [133, 134, 71, 79, 111]. Daneben gab es aber auch Arbeiten, die wässrigen Nachbehandlungsmitteln eine hohe Wirksamkeit zuschreiben [58, 103, 40, 41, 135]. Bei diesen Arbeiten wurden die Mittel entweder spät aufgetragen oder Klimabedingungen und Frischbetoneigenschaften führten dazu, dass bereits sehr früh ein Oberflächenzustand entstand, der eine hohe Wirksamkeit wässriger Nachbehandlungsmittel ergab. Eine sehr positive Bewertung der wässrigen Nachbehandlungsmittel ergibt sich zum Teil, wenn Mittel mit sehr hohem Wirkstoffanteil verwendet wurden [58]. In Deutschland ist der Einsatz solcher Mittel aber nicht möglich, da dann der Nachweis einer ausreichenden Griffbarkeit nicht mehr erbracht werden kann. Auch Whiting [71] stellt eine deutliche Korrelation zwischen Feststoffgehalt und Effizienz der Nachbehandlungsmittel fest, obwohl alle Mittel mit der minimal empfohlenen Auftragsmenge nach Herstellerangaben geprüft wurden.

#### **2.4.6 Einfluss der Nachbehandlungsmittel auf den Frost-Tausalz-Widerstand**

Im vorherigen Abschnitt wurde die Wirkung der Nachbehandlungsmittel betrachtet und festgestellt, dass ihre Wirksamkeit stark vom Auftragszeitpunkt bzw. der richtigen Anwendung abhängt. Dies gilt auch für den speziellen Fall ihrer Anwendung bei Betonen, die anschließend einem Frost-Tausalz-Angriff ausgesetzt sind. Daneben ist der Literatur aber zu entnehmen, dass auch bei einem richtigen Auftragszeitpunkt hinsichtlich der Wirksamkeit der NBM durchaus unterschiedliche Bewertungen vorgenommen werden. Dies gilt scheinbar vor allem im Hinblick auf die verwendete Zementart, aber auch auf die weitere Lagerung der Proben vor dem ersten Frost-Tausalzangriff.

In [136] wird für einen Auftrag der Nachbehandlungsmittel auf den mattfeuchten Beton im Vergleich zu einer zweitägigen Nachbehandlung mit feuchter Jute für hüttensand- und flugaschehaltige Betone eine Verbesserung des Frost-Tausalz-Widerstandes festgestellt. Für Betone die zusätzlich zum Hüttensand oder zur Flugasche noch 3 – 5 % Silikastaub enthielten, konnte unabhängig von der Nachbehandlung kein ausreichender Frost-Tausalz-Widerstand erreicht werden. Valenza und Scherer [90] zitieren Quellen, die den Einfluss von Hydrophobierungen und Nachbehandlungsmitteln auf den Frost-Tausalz-Widerstand untersuchten. In beiden Fällen zeigen die Ergebnisse, dass zunächst kaum Abwitterungen auftreten, nach einigen Frost-Tau-Wechseln ein sprunghafter Anstieg der Abwitterung erfolgt und anschließend ähnliche Abwitterungsmengen wie bei nicht hydrophobierten Kernbeton zu verzeichnen sind. Nach Ansicht der Autoren zeigt dies, dass Nachbehandlungsmittel und Hydrophobierungsmittel die anfängliche Abwitterung verzögern, und dann die nicht widerstandsfähige Schicht als Ganzes schlagartig abwittert. Jäger [134] behandelte Straßenbeton unter Verwendung von CEM I, CEM II/B-S und CEM III/A mit Nachbehandlungsmittel nach. Der Auftrag erfolgte 2,5 Stunden nach Herstellung der Probekörper. Seinen Ausführungen ist

zu entnehmen, dass die Betone eine hohe Blutneigung aufwiesen. Hierin könnte der Grund liegen, dass er für keinen der untersuchten Betone eine Wirksamkeit der Nachbehandlungsmittel festgestellt hatte.

Plähn und Golz [137] untersuchten die Auswirkungen auf den Frost-Tausalz-Widerstand für eine Reihe von Nachbehandlungsvarianten. Neben dem Abdecken mit Folie und feuchten Tüchern, sowie einer Unterwasserlagerung, setzten sie auch Nachbehandlungsmittel ein. Der Auftrag der Mittel erfolgte unmittelbar nach dem Besenstrich. Die Autoren schreiben zwar, dass sie drei verschiedene Mittel (zwei Emulsionen und eine Lösung) einsetzten, in den dargestellten Ergebnissen erfolgt aber dahingehend keine Differenzierung. Die Prüfung des Frost-Tausalz-Widerstandes erfolgte nach der österreichischen Frostprüfungsnorm im Alter von 56 Tagen [138]. Die Ergebnisse zeigen sehr deutlich, dass die Nachbehandlungsmittel im Vergleich zu anderen Nachbehandlungsarten eine bis zu zehnfach höhere Abwitterung bewirken. Selbst im Vergleich zu Proben ohne Nachbehandlung ist die Abwitterung noch doppelt so hoch.

Nischer [135] griff die Untersuchungen von Plähn und Golz [137] auf und untersuchte den Einfluss verschiedener Nachbehandlungsmittel auf den Frost-Tausalz-Widerstand des Betons. Neben einem wasserbasierten, paraffinhaltigen Mittel wurden auch zwei in Lösungsmitteln gelöste Harze, ein Acryl-Vinyl-Mischpolymerisat sowie ein Acrylharzkopolymerisat verwendet. Nischer stellte bei der Anwendung des wasserbasierten, paraffinhaltigen Mittels im Vergleich zu wassergelagerten Proben eine deutlich höhere Abwitterung fest, wenn der Auftrag früh erfolgte (bis max. 2h nach Mischende). Wurde dieses Mittel nach 6 bzw. 24 Stunden aufgetragen, war eine Verschlechterung nicht mehr zu erkennen. Für die anderen Mittel ergab sich bei frühem Auftrag teilweise eine Verschlechterung des Frost-Tausalz-Widerstandes, die jedoch weniger deutlich ausfiel.

In einer weiteren Untersuchung von Plähn [139] wurde untersucht, welchen Einfluss die Art der Lagerung auf den Frost-Tausalz-Widerstand von Beton hat. Dazu wurden die Proben ähnlich wie in [137] nachbehandelt und anschließend im Freien unter Dach bzw. im Freien der Witterung ausgesetzt, gelagert. Parallel fand eine Vorlagerung im Labor bei 20°C und 65 % r. F. statt. Es zeigte sich, dass eine 49-tägige ungeschützte Bewitterung der mit Nachbehandlungsmitteln behandelten Proben eine deutliche Erhöhung des Frost-Tausalz-Widerstandes bewirkte. Diese Untersuchungen bestätigen die Ergebnisse in [80] und [140]. Dort wurden für mit Nachbehandlungsmitteln nachbehandelte Proben im Vergleich zu nicht nachbehandelten Proben erst nach einer Freilagerungszeit von circa sechs Monaten höhere Frost-Tausalz-Widerstände erreicht, obwohl auch die unbehandelten Proben sechs Monate im Freien lagerten. Des Weiteren gingen Plähn und Golz dem Einfluss der Carbonatisierung auf den Frost-Tausalz-Widerstand nach. Dabei stellten Sie fest, dass mit zunehmender Carbonatisierungstiefe der Frost-Tausalz-Widerstand sinkt. Sie nehmen dies zum Anlass, die positive Wirkung der Carbonatisierung bei Portlandzementbetonen in Frage zu stellen. Hier ist anzumerken, dass die vorgefundenen Abwitterungen eine Abwitterungstiefe von unter einem Millimeter bedeuten. Die Carbonatisierungstiefen lagen dagegen deutlich höher. Es ist deshalb nicht sicher, ob ein Zusammenhang zwischen Carbonatisierungstiefe und Abwitterungsmenge überhaupt möglich ist. Sinnvoller erscheinen dagegen die Überlegungen von Haegermann [80], der für mittlere Nachbehandlungsdauern (3 – 7 Tage) und Portlandzementbeton ein Optimum des Frost-Tausalz-Widerstandes angibt, da hier ein optimales Zusammenspiel zwischen Gefügeverdichtung aus Hydratation und Carbonatisierung vorliegt. Bei deutlich längeren oder kürzeren Nachbehandlungsdauern werden Carbonatisierung bzw. Hydratation überproportional geschwächt.

Dass mit Nachbehandlungsmittel behandelte Proben erst nach einer Bewitterungsphase im Freien einen hohen Frost-Tausalz-Widerstand aufweisen, könnte ebenfalls auf die Carbonatisierung zurückzuführen sein. Durch Regen und UV-Strahlung wittert der Nachbehandlungsfilm ab, so dass der Zutritt von  $\text{CO}_2$  gewährleistet ist. Diese Vermutung wird von Ergebnissen in [141] untermauert. Dort wurden frische Betonoberflächen (nach Beendigung des Wasserabstoßens) und geschalte Oberflächen nach dem Ausschalen mit drei verschiedenen flüssigen Nachbehandlungsmitteln nachbehandelt. Nach 14 Tagen wurde das Nachbehandlungsmittel aber wieder entfernt und es fand eine 14-tägige Austrocknung statt. Bei der anschließenden Bestimmung des Frost-Tausalz-Widerstandes wurden im Vergleich zu nicht nachbehandelten und feucht nachbehandelten Proben deutlich geringere Abwitterungsmengen ermittelt. Dies galt für flugaschehaltige Betone und auch reine Portlandzementbetone. In weiteren Untersuchungen [140] wurde festgestellt, dass die Applikation von Nachbehandlungsmitteln insbesondere unter herbstlichen Bedingungen zu einer deutlichen Reduktion der Abwitterung von Kompositzementen führen. Auch in [137] wurde festgestellt, dass die Nachbehandlungsmittel bei geringerer Lagerungstemperatur zu einem höheren Frost-Tausalz-Widerstand führen. Krishnan [142] stellte bei seinen Untersuchungen fest, dass durch Nachbehandlungsmittel der Frost-Tausalz-Widerstand von Beton mit Portlandflugasche- bzw. Portlandhüttenzement (20 bzw. 30 % Ersatz) erhöht werden kann. Fraglich ist allerdings seine Erklärung bezüglich der Wirkungsweise. Krishnan geht davon aus, dass der Nachbehandlungsfilm eine Aufnahme der Tausalzlösung schwächt und dadurch der Angriff abgeschwächt wird. Das würde allerdings bedeuten, dass nach dem erwünschten Abwittern des Nachbehandlungsfilms die Wirkung nicht mehr aufrechterhalten werden kann und die Abwitterungen wieder zunehmen. Dies ist jedoch nicht bekannt. Auf eine eventuelle Erhöhung der Widerstandsseite durch bessere Hydratation geht er nicht ein.

Breitenbücher und Youn [143] fanden bei Untersuchungen zum Frost-Tausalz-Widerstand von Betonen für Brückenkappen eine deutliche Abhängigkeit der Wirksamkeit vom Auftragszeitpunkt der Nachbehandlungsmittel. Interessant sind die Ergebnisse für einen Beton unter Verwendung eines CEM II/B-S 32,5 R. Im Vergleich zu ebenfalls untersuchten Betonen mit CEM I 42,5 R bzw. CEM II/A-LL 32,5 R zeigt der CEM II/B-S die höchsten Abwitterungen bei einem Frost-Tausalz-Angriff. Die Abwitterungsmenge konnte bei diesem Beton aber deutlich reduziert werden, wenn das Nachbehandlungsmittel erst ca. 2 Stunden nach der Oberflächentexturierung aufgetragen wurde. Ein Auftrag sofort nach der Texturierung der Oberfläche blieb dagegen gänzlich ohne eine positive Wirkung.

Lägel [89] untersuchte die Wirkung einer Nachbehandlung mit Nachbehandlungsmitteln auf den Frost-Tausalz-Widerstand von Kappenbeton mit Portlandzement. Das Nachbehandlungsmittel wurde entweder auf den mattfeuchten Beton aufgetragen oder direkt nach der Fertigstellung der Oberfläche, wobei dann nach 24 Stunden eine zweite Schicht aufgebracht wurde. Als Vergleich blieben auch Proben ohne Nachbehandlung. Um die Austrocknung zu verstärken, lagerten alle Proben innerhalb der ersten 4 Tage bei einer Windbelastung von 3 – 4 m/s. Die Bestimmung des Frost-Tausalz-Widerstandes im CDF-Test ergab, dass unbehandelte Proben und jene die zum Zeitpunkt der mattfeuchten Oberfläche mit einem Nachbehandlungsmittel besprüht wurden, annähernd gleiche Abwitterungsmengen von  $600 \text{ g/m}^2$  aufwiesen. Der Auftrag des Nachbehandlungsmittels direkt nach Fertigstellung der Oberfläche ergab geringfügig höhere Abwitterungen. Über Untersuchungen zum Einfluss von Nachbehandlungsmitteln auf den Frost-Tausalz-Widerstand wird auch in [55] berichtet. Für hütten sandhaltige Betone geben die Autoren bei einer Nachbehandlung mit flüssigen Nachbehandlungsmitteln eine deutliche Steigerung des Frost-Tausalz-Widerstandes an. Die Steigerung nahm mit zunehmender Auftragsmenge bzw. Sperrwirkung zu. Die Verbesserungen waren umso größer, je höher der Hütten sandgehalt war. Für Portlandzementbetone war der

Einfluss gegenläufig. Eine hohe Sperrwirkung führte zu größeren Abwitterungen, während eine geringe Sperrwirkung zu einem höheren Frost-Tausalz-Widerstand führte.

**Fazit:** Die Sichtung der nationalen und internationalen Literatur zur Wirkung einer Nachbehandlung mit flüssigen Nachbehandlungsmitteln auf den Frost-Tausalz-Widerstand von Beton zeigt, dass eine einheitlich Meinung zu ihrer Wirkung nicht besteht. Es scheint, dass gerade paraffinhaltige Mittel bei einem zu frühen Auftrag eine negative Wirkung auf den Frost-Tausalz-Widerstand haben. Aber auch bei einem späteren Auftrag sind die festgestellten Einflüsse auf den FTSW nicht gleichlautend. Ob eine Nachbehandlung mit flüssigen Nachbehandlungsmitteln erfolgreich ist, hängt neben dem richtigen Auftragszeitpunkt offensichtlich auch von der verwendeten Zementart und den Lagerungsbedingungen während und nach der Nachbehandlung ab. Darüber hinaus muss betrachtet werden, dass auch die Nachbehandlungsmittel einer stetigen Optimierung unterlagen. So gesehen ist es möglich, dass frühere negative Erfahrungen auch auf eine geringere Qualität der Nachbehandlungsmittel zurückzuführen sind.

## 2.5 Verkehrsflächen aus Beton

Verkehrsflächen aus Beton stellen den weitaus größten Anteil von oberflächentexturierten Betonflächen dar, weshalb an dieser Stelle einige Besonderheiten dieser Bauweise betrachtet werden sollen. Umfassende Darstellungen zum Stand der Technik und der Wissenschaft des Betondeckenbaus können der Fachliteratur entnommen werden (z. B. [144, 145]).

Gegenüber Betonflächen im Hochbau weisen Verkehrsflächen aus Beton einige Besonderheiten auf, die bei der Herstellung berücksichtigt werden müssen. Dazu gehört, dass der frisch eingebaute Beton sofort den Umgebungsbedingungen ausgesetzt ist und deshalb besonders geschützt werden muss (Bild 2.18, Bild 2.19). Hinzu kommt, dass die der Austrocknung ausgesetzte Fläche gleichzeitig jene Fläche darstellt, die später sowohl einer hohen Verschleißbeanspruchung als auch einem Frost-Taumittelangriff ausgesetzt ist. Damit wird deutlich, dass der Oberfläche im Speziellen eine enorme Bedeutung für die Dauerhaftigkeit zukommt.



Bild 2.18: Gleitschalungsfertiger zur Herstellung einer Betonfahrbahndecke.



Bild 2.19: Auftrag des NBM von einer Nachläuferbühne.

Weiterhin wird eine Betondecke quasi als endloser Betonkörper hergestellt, so dass Besonderheiten hinsichtlich von Längenänderungen aus thermischen und hygri-schen Einwirkungen berücksichtigt werden müssen. Breitenbücher geht auf die genannten Besonderheiten genauer ein [146] und empfiehlt eine Reihe von Maßnahmen zur Gewährleistung dauerhafter Betondecken. Er macht deutlich, dass der Nachbehandlung zur Gewährleistung dauerhafter

Betondecken eine große Bedeutung zukommt und dabei nicht nur die Frage der ausreichenden Hydratation des Zementes berücksichtigt werden darf. Die Nachbehandlung von Fahrbahndeckenbeton muss so erfolgen, dass ungünstige Feuchte- bzw. Temperaturgradienten vermieden werden können. Das alle dafür notwendigen Maßnahmen sich gut mit der Anwendung von flüssigen Nachbehandlungsmitteln durchführen lassen, ist ein Grund dafür, dass sich flüssige Nachbehandlungsmittel nach wie vor im Fahrbahndeckenbau erfolgreich behaupten. Es besteht aber noch Optimierungspotential bezüglich der Applikation der Nachbehandlungsmittel. Dabei muss insbesondere der Auftragszeitpunkt des Nachbehandlungsmittels unter Berücksichtigung der technologischen Abläufe bei der Herstellung und Oberflächenbearbeitung betrachtet werden. Aktuelle Veränderungen im Betondeckenbau führen dazu, dass gerade die technologischen Abläufe hinsichtlich der Oberflächengestaltung häufigen Änderungen unterworfen sind (siehe unten, Problematik Oberflächengestaltung von Fahrbahndecken).

Zwei weitere Punkte müssen im Zusammenhang mit Betonfahrbahndecken erwähnt werden. Dies sind die Problematik der Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR) und die in jüngster Zeit schärferen Anforderungen hinsichtlich der Lärmemissionen von Fahrbahnoberflächen.

Im Rundschreiben ARS 04/13 werden Maßnahmen zur Vermeidung einer AKR genannt, die in den meisten Fällen bezüglich der Nachbehandlung ohne Belang sind. Beachtet werden muss aber, dass die in diesem Zusammenhang vorgeschriebenen Zemente mit begrenztem Alkaligehalt im Vergleich zum vorher üblichen CEM I 32,5 R eine etwas geringere Frühfestigkeit und ein deutlicheres Nacherhärtungsvermögen aufweisen [147]. Eine geringere Frühfestigkeit kann auch bei hüttensandhaltigen Zementen vorliegen. Gerade hüttensandhaltige Zemente weisen aber positive Eigenschaften hinsichtlich der Vermeidung einer AKR auf. Wie noch gezeigt wird, spielt die Frühfestigkeit hinsichtlich der Nachbehandlungsempfindlichkeit eine wichtige Rolle.

Das Thema der Oberflächengestaltung von Fahrbahndecken wurde innerhalb der letzten 10 Jahre kontrovers diskutiert und systematisch erforscht. Dies führt dazu, dass zum gegenwärtigen Zeitpunkt nicht klar erkennbar ist, wie Oberflächen von Betonfahrbahndecken zukünftig hergestellt werden. In Bereichen ohne Lärmemissionsanforderungen und auf Flugbetriebsflächen wird die Texturierung des frischen Oberflächenmörtels auch weiterhin Anwendung finden. Dabei stellt sich die Frage, ab wann kann das Nachbehandlungsmittel auf die texturierte Oberfläche aufgebracht werden, ohne dass negative Auswirkungen zu befürchten sind.

Die seit 2006 verstärkte Ausführung von Waschbetonoberflächen (vgl. [148]) nimmt ebenfalls auf die Nachbehandlung Einfluss, da hier die fertige und zu schützende Fläche erst nach dem Ausbürsten des Oberflächenmörtels vorliegt. Teilweise wird die Meinung vertreten, dass die Betonoberfläche nach dem Ausbürsten nicht mehr nachbehandelt werden muss, da die Feinmörtelschicht mit häufig minderer Qualität im Zuge der Waschbetonherstellung entfernt wurde. Mit dieser Auffassung muss man sich zumindest kritisch auseinandersetzen. Dies kann nur gelingen, wenn möglichst umfassende Kenntnisse zur Austrocknung und Gefügebildung in der Betonrandzone vorliegen.

In letzter Zeit werden verstärkt Anstrengungen unternommen, um lärmarme und dauerhafte Oberflächen durch ein Grinding bzw. Grooving der Betonoberflächen zu erreichen [149]. Diese Überlegungen sind noch sehr jung, so dass mögliche Schnittpunkte mit der Nachbehandlung noch nicht offensichtlich sind. Fest steht aber, dass nur auf Flächen mit einer gut nachbehandelten und festen Oberfläche eine dauerhafte Betonstruktur erreicht werden kann. Auf einer unbeständigen Betonoberfläche werden eingearbeitete Oberflächentexturen nach

kurzer Zeit verloren gehen und mit ihnen die eigentlich gewünschten lärmtechnischen Eigenschaften.

Dieser kurze Überblick zeigt, dass sich die Herstellung von Fahrbahndecken in einem stetigen Wandel befindet und dass Änderungen in der Herstelltechnologie stets auch die durchführbare Nachbehandlung beeinflussen. Umfangreiche Kenntnisse zur Nachbehandlung sind deshalb erforderlich, um Veränderungen in dieser Hinsicht bewerten zu können.

## 2.6 Frost-Tausalz-Widerstand von Beton

### 2.6.1 Allgemeine Bemerkungen

Einen großen Teil der Laboruntersuchungen dieser Arbeit nimmt die Bestimmung des Frost-Tausalz-Widerstandes von verschiedentlich nachbehandelten Betonoberflächen ein. Der Widerstand gegenüber einem Frost-Tausalz-Angriff ist eine wichtige Eigenschaft von Betonflächen im Verkehrswegebau, so dass seine Bestimmung in dieser Arbeit nahe liegt. Daneben dient der Frost-Tausalz-Widerstand in dieser Arbeit aber auch als Bezugsgröße, um die Qualität der Nachbehandlung generell zu identifizieren. Eine Kenngröße eignet sich als Bezugsgröße zur Bewertung der Nachbehandlungsqualität, wenn sie in besonderem Maße von der Qualität der Betonrandzone abhängt. Andererseits ist es von großem Vorteil, wenn für diese Bezugsgröße alle Einflussgrößen und deren Zusammenspiel möglichst umfassend bekannt sind.

Der Frost-Tausalz-Widerstand wird vor allem durch die Qualität einer verhältnismäßig dünnen Betonrandzone bestimmt, was ihn als eine Bewertungsgröße für die Wirksamkeit einer Nachbehandlung sehr geeignet erscheinen lässt. Problematisch ist aber der gegenwärtige Kenntnisstand zu den Einflussgrößen und Mechanismen, die einem Frost-Tausalzschaden zugrunde liegen. Zwar sind die Kenntnisse bezüglich der wichtigsten Einflussfaktoren auf den Frost-Tausalz-Widerstand sehr ausgereift, hinsichtlich der Mechanismen, die bei einem Frost-Tausalz-Angriff zur Abwitterung führen, liegt bis heute noch keine vollständige und widerspruchsfreie Theorie vor. Setzer hat sich über einen langen Zeitraum sehr intensiv mit dem Thema des Frost- und Frost-Tausalz-Widerstandes auseinandergesetzt. In [150] gibt er noch einmal einen Überblick zum aktuellen Stand des Wissens und weist dabei auch darauf hin, dass die Frage der Abwitterung noch weiter geklärt werden muss. *„Mit der Mikroeislin-senpumpe wird nur die Oberflächenthermodynamik des Wassers erfasst. Die physikalisch chemischen Probleme, die sich aus der Dynamik der Ionen gerade im submikroskopischen Gelbereich ergeben, müssen noch sehr viel genauer bekannt sein. Für die Abwitterung sind sie von signifikanter Bedeutung.“* Für diese Arbeit bedeutet das, dass der Frost-Tausalz-Widerstand zwar als Bewertungsgröße für die Effektivität einer Nachbehandlung herangezogen werden kann, aber es können Schwierigkeiten bei der weiteren Interpretation der Ergebnisse auftreten. Schwierigkeiten deshalb, da das Ergebnis einer Bestimmung des Frost-Tausalz-Widerstandes eine Abwitterung ist, deren Ursache nicht genau bekannt ist. Wenn zu den ablaufenden Mechanismen der Abwitterung keine belastbaren und widerspruchsfreien Theorien vorliegen, wird eine Bewertung darüber, warum eine Nachbehandlungsart zur höheren oder niedrigeren Abwitterungsmengen geführt hat, mitunter schwierig sein.

### 2.6.2 Grundlagen zum Frost-Tausalz-Widerstand

Der Widerstand des Betons gegenüber einem Frost-Tausalz-Angriff ist eine Form des Frostangriffes, bei dem der Beton Minustemperaturen bei gleichzeitigem Anstehen einer Tausalz-lösung widerstehen muss. Im Gegensatz zum reinen Frost-Tau-Angriff kommt es bei gleichzeitiger Einwirkung von Taumitteln zu einer starken Schädigung der Oberfläche.

Die Oberflächenschädigung kann flächig und sehr gleichmäßig, aber auch punktuell bzw. in Form von narbenartigen Vertiefungen auftreten (vgl. [151]). Das Material wittert in Form von dünnen Matrixplättchen ab. Diese Matrixplättchen sind zumeist unter einem Millimeter dick und bis maximal 1 bis 2 mm im Durchmesser. Vereinzelt treten auch schollige Abwitterungen auf. Befinden sich in der Betonrandzone frostunbeständige Gesteinskörner, können diese entweder vollständig auswittern oder den darüber liegenden Beton absprennen. Im Fall von dichten und sehr glatten Gesteinskörnern beobachtet man oft ein Abplatzen des Feinmörtels über der Körnung, ohne dass diese selbst beeinträchtigt ist. Erst bei großen Abwitterungsmengen werden Gesteinskörner soweit freigelegt, dass diese herausfallen können und dadurch einen nennenswerten Anteil an der Abwitterungsmenge bilden. Bei geringen bis mittleren Abwitterungsmengen ist es also in erster Linie der Feinmörtel, der abwittert. Vor diesem Hintergrund sind die häufig aus der Abwitterungsmenge und der Betonrohddichte berechneten Abwitterungstiefen kritisch zu sehen. Bei sehr hohen Abwitterungsmengen ist diese Berechnung angebracht, da sich dann zunehmend auch die Gesteinskörnung in der Abwitterung wiederfindet. Bei geringeren und mittleren Abwitterungstiefen wird die Abwitterungstiefe durch Ansatz der Betonrohddichte eher unterschätzt, da der hauptsächlich abgewitterte Feinmörtel eine geringere Rohddichte aufweist. Dies trifft besonders auf oberflächentexturierte Betonflächen zu, da hier i.d.R. die Oberfläche im Vergleich zu geschalteten Flächen durch eine dickere Feinmörtelschicht gebildet wird und aufgrund des Gehaltes an künstlichen Luftporen die Mörtelrohddichte geringer ist. Bild 2.20 gibt den Zusammenhang zwischen Rohddichte des Oberflächenmörtels und der Abwitterungstiefe graphisch wieder. Die Unterschiede in der Abwitterungstiefe erscheinen gering. Sie spielen aber, wie sich später noch zeigen wird, eine wichtige Rolle bezüglich der Bewertung der Wirksamkeit von flüssigen Nachbehandlungsmitteln.

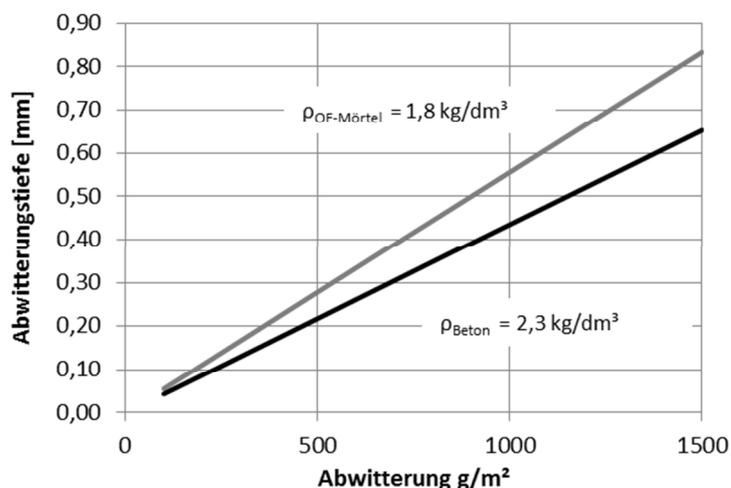


Bild 2.20: Berechnete Abwitterungstiefe bei verschiedenen Rohdichten des abgewitterten Materials

Die Frage der wichtigsten Einflussfaktoren auf den Frost-Tausalz-Widerstand von Beton wird in der Literatur größtenteils sehr einheitlich gesehen. Dabei kann man in innere und äußere und technologische Einflussfaktoren unterscheiden. Unter den inneren Faktoren versteht man die Widerstandsseite des Betons. Technologische Einflüsse sind zum Beispiel die Bedingungen während der Erhärtung des Betons bzw. bis zum Eintreten der Frost-Taubelastung. Einwirkungen wie die Abkühlgeschwindigkeit, die einwirkenden Taumittelkonzentration oder die Minimumtemperatur während des Frost-Tausalz-Angriffes sind äußere Einflussfaktoren.

Bei den inneren Faktoren besitzt das Luftporensystem im Beton eine ganz überragende Bedeutung. Meist kann ein ausreichender Frost-Tausalz-Widerstand nur erreicht werden, wenn im Beton ein System von feinen Poren oder Ausgleichsräumen mit geringem Abstand untereinander vorhanden ist. In Deutschland gilt dies bei Bauwerksproben als erfüllt, wenn im Be-

ton ein Mikroluftporengehalt (Poren mit  $\varnothing \leq 300 \mu\text{m}$ ) von  $\geq 1,5 \text{ Vol.-%}$  vorliegt und das Luftporensystem einen Abstandsfaktor <sup>2</sup>  $\leq 0,24 \text{ mm}$  besitzt (vgl. [152]). Die hohe Relevanz von künstlichen Luftporen zur Gewährleistung eines hohen Frost-Tausalz-Widerstandes spiegelt sich nicht zuletzt in den Vorgaben der DIN 1045 wieder. Demnach dürfen Betone mit einem hohen Frost-Tausalz-Widerstand bis auf wenige Ausnahmen nur mit Verwendung von Luftporenbildnern hergestellt werden.

Weiterhin geht man davon aus, dass der Frost-Tausalz-Widerstand umso höher ist, je niedriger die Kapillarporosität des Betons ist. Dies schließt den w/z-Wert und die Nachbehandlung ein, da die Kapillarporosität im Wesentlichen vom w/z-Wert und dem Hydratationsgrad abhängt, der wiederum eine Funktion der Nachbehandlung ist. Unter die inneren Faktoren ist auch der Einfluss des Zementes zu zählen. Diesbezüglich sind die Meinungen etwas differenzierter, was sich nicht zuletzt auch im Thema und der Ausrichtung dieser Arbeit widerspiegelt. Mit Ausnahme von Hochofenzementen, die einen hohen Hüttensandgehalt aufweisen ( $> 55 \text{ M.-%}$  [73]) kann mit allen anderen Normzementen ein ausreichender Frost-Tausalz-Widerstand erreicht werden. In diesem Zusammenhang ist aber auf das Zusammenspiel von verwendetem Zement und der Nachbehandlung hinzuweisen (vgl. 2.3.2). Dieser Fragestellung soll in dieser Arbeit näher nachgegangen werden.

Zu den technologischen Einflussfaktoren gehören neben der bereits genannten Nachbehandlung all jene Einflüsse, die die Eigenschaften des Betons bis zum Frost-Tausalz-Angriff beeinflussen. Dies ist ein sehr weites Feld, da von der Herstellung und dem Einbringen des Betons bis zum Erhärten und der weiteren Liegezeit eine ganze Reihe von Einflüssen auftreten kann. Ein Teil jener Einflüsse wurde in Abschnitt 2.3.2 und Abschnitt 2.4.6 kurz behandelt. Insbesondere Einflussfaktoren aus der Betonherstellung und des Einbaus werden in dieser Arbeit konstant gehalten, so dass an dieser Stelle nicht weiter darauf eingegangen werden soll. Ähnliches gilt für die äußeren Faktoren. Die Bestimmung des Frost-Tausalz-Widerstandes erfolgt mit dem CDF-Verfahren (vgl. [153] und Abschnitt 2.6.3), welches genaue Vorgaben für die äußeren Einflussfaktoren vorschreibt. Da diese bei allen Versuchen gelten, soll an dieser Stelle nicht näher auf den Einfluss der äußeren Faktoren eingegangen werden.

Es wurde bereits erwähnt, dass bis heute die Mechanismen, die zur Abwitterung von Betonoberflächen führen, nicht vollständig und widerspruchsfrei bekannt sind. Dies ist in wissenschaftlicher Hinsicht ein großer Unterschied zum Frost-Tauangriff ohne Taumittel. Die Mechanismen, die zu einer inneren Schädigung des Betons führen, sind mit den Arbeiten von Fagerlund [154] und Setzer [155, 150] weitgehend geklärt und anerkannt. Theorien zur Erklärung der Mechanismen der Frost-Tausalzabwitterung wurden in den letzten Jahrzehnten in großer Vielzahl aufgestellt. Eine Zusammenstellung wichtiger Einzelmechanismen und Theorien der Abwitterung kann [156, 73, 157] entnommen werden. Darüber hinaus existiert eine Reihe von neueren Ansätzen, die aber ebenfalls nicht allgemein anerkannt sind. Beispielsweise erklären Valenza und Scherer in [158] die Abwitterung als Ursache von Rissbildungen in einer der über dem Beton entstehenden Eisschicht. Die Autoren erläutern, dass die Eisschicht bei weiter sinkender Temperatur eine Kontraktion erfährt. Da die Eisschicht auf der Betonoberfläche angefroren ist, wird diese Kontraktion behindert. Dadurch kann es zu Rissbildungen im Eis kommen, die sich in die Betonoberfläche fortsetzen und somit kleine Bestandteile aus der Oberfläche herausbrechen (Bild 2.21).

---

<sup>2</sup> Theoretisch berechneter Wert, der den mittleren größten Abstand eines beliebigen Punktes im Gefüge bis zur nächsten Peripherie einer Pore angibt.

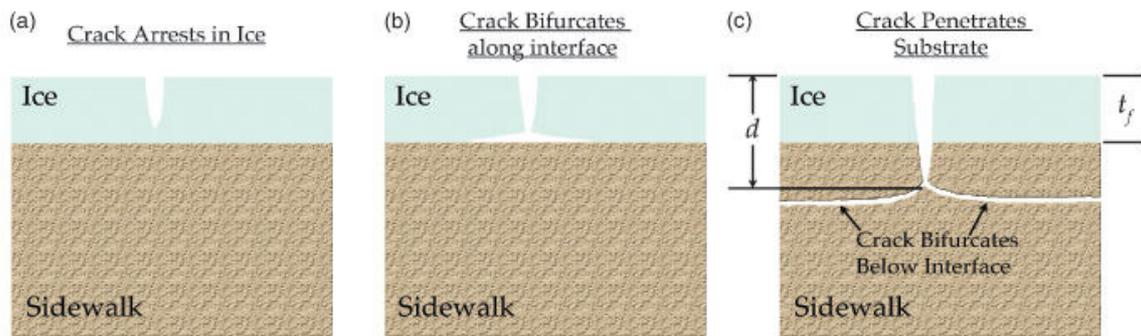


Bild 2.21: Darstellung der „glue spall theory“ als Ursache für die Abwitterung während eines Frost-Taumittelangriffs.

Valenza und Scherer sind der Meinung, dass sie mit diesem Modell den bekannten Einfluss der Taumittelkonzentration erklären können. Seit den Arbeiten von Verbeck und Klieger [159] ist bekannt, dass die Abwitterung mit reinem Wasser oder aber mit sehr hohen Taumittelkonzentrationen sehr gering ausfallen und die höchsten Abwitterungen bei Lösungen zwischen 0,5 – 6 % auftreten [84]. Auch Untersuchungen in [160, 161] bestätigen diese Ergebnisse und zeigen, dass schon gering konzentrierte Salzlösungen im Vergleich zu reinem Wasser zu signifikant höheren Abwitterungen führen. Dieses Phänomen erklären Valenza und Scherer mit dem Gefrierverhalten der Lösungen. Reines Wasser gefriert weitgehend gleichmäßig und bildet eine homogene Eisschicht. Wenn sich die Eisschicht im Verlauf der weiteren Abkühlung zusammenzieht, reißt diese nur vereinzelt und kann keine großen Abwitterungsschäden bei einem Frost-Tausalz-Angriff bewirken. Hochkonzentrierte Taumittelösungen gefrieren nur sehr unvollständig. Selbst wenn diese Eisschicht reißt, kann sie keine großen Spannungen in die Betonoberfläche übertragen – folglich entstehen auch in diesem Fall keine Schäden. Bei geringen und mittleren Taumittelkonzentrationen entsteht eine Eisschicht mit vielen Einschlüssen hochkonzentrierter Taumittellösung, da nur das reine Wasser gefriert und sich die gelösten Stoffe in der verbleibenden Lösung immer stärker aufkonzentrieren. Eine solche Eisschicht kann leicht reißen, entwickelt dabei (aufgrund des im Vergleich zu höher konzentrierten Taumittelösungen höheren Eisanteils) aber hohe Spannungen, die sich in die Betonoberfläche übertragen und so kleine Blättchen an Feinmatrix herauslösen können. Schlangen und Çopuroğlu konnten die Abwitterung aufgrund unterschiedlicher Ausdehnung zwischen Beton und Eisschicht mittels einer FEM-Modellierung (Delft Lattice Model) nachstellen [162]. Auf die positive Wirkung des Mikroluftporensystems im Beton gingen Valenza und Scherer zunächst nur am Rande ein. Erst durch weitere Untersuchungen von Scherer und Sun [163] konnte gezeigt werden, dass Mörtel und Betone mit Mikroluftporen ein Gefrierschwinden aufweisen und sich deshalb der Kontraktion der Eisschicht teilweise entziehen. Ohne Mikroluftporen kommt es infolge der Eisbildung in den Kapillarporen zu einer Ausdehnung, so dass die Spannungen aufgrund der schwindenden Eisschicht verstärkt werden. Problematisch an dieser Theorie ist, dass eine Abwitterung an vertikalen Flächen nicht erklärt werden kann, weil sich dort keine Eisschicht ausbilden kann (bzw. diese dann so dünn ist, dass nennenswerte Schäden unwahrscheinlich sind). In der Praxis werden aber auch an vertikalen Flächen Abwitterungen festgestellt.

Lindmark hat sich ebenfalls in der Vergangenheit mit dem der Abwitterung zugrundeliegenden Schadensmechanismus befasst [164]. In seinem Modell geht er davon aus, dass bei einem Gefriervorgang mit außen anstehender Taumittellösung eine Eisbildung zuerst in den Kapillarporen des Betongefüges auftritt und aufgrund eines thermodynamischen Ungleichgewichtes flüssiges Wasser (Taumittellösung) von der Oberfläche zur Eislinse transportiert wird und dort anfriert. Die Art und Weise der Eislinnenbildung hängt von der Permeabilität des Betons, der Taumittelkonzentration und der Kühlrate ab. Lindmark zeigt anhand von Berechnungen, dass für einen üblichen Beton im Plattenprüfverfahren (vgl. DIN CEN/TS 12390-9) das Eislinnenwachstum in einer Tiefe von ca. 0,8 mm stattfindet. Dies stimmt gut mit der

Stärke der abgewitterten Plättchen überein. Anhand seines Modells zeigt er, dass eine geringe Permeabilität dazu führt, dass die Eislinse sehr nah an der Oberfläche entsteht und dadurch nur eine geringe Abwitterung auftritt. Damit kann er sehr anschaulich die positive Wirkung eines dichten Betongefüges erklären. Dies deckt sich auch mit den eigenen Erfahrungen des Autors der vorliegenden Arbeit, wonach sehr dichte und beständige Betone eine sehr feine Abwitterung aufweisen. Schwieriger ist die Erklärung des Pessimums von Taumittelkonzentrationen zwischen 2 und 5 M.-%. Möglicherweise ist aufgrund der Vorsättigung mit einer höher konzentrierten Prüflösung eine Eislinnenbildung erst in größeren Tiefen möglich, so dass der entstehende hydraulische Druck nicht ausreichend ist, um das über der Eislinse befindliche Material abzusprengen, bzw. die Permeabilität des Betons ist zu gering, als das genügend Wasser bis zur tiefer liegenden Eislinse transportiert werden können. Dies wiederum würde aber bedeuten, dass eine Austrocknung vor Beginn der Vorsättigung zu geringeren Frost-Tausalzschäden führen muss, da eine stärkere Austrocknung zu einem tieferen Eindringen der Tausalzlösung führt. Gleichzeitig müssen Proben, die vor Beginn der Frost-Tausalzprüfung mit reinem Wasser gesättigt werden, besonders hohe Abwitterungen aufweisen, da eine Eislinnenbildung in der Oberfläche aufgrund der fehlenden Ionen sehr frühzeitig und ausgeprägt einsetzt. Die Literatursichtung (Abschn. 2.3.2) zu diesem Einfluss ergab aber diesbezüglich keine einheitliche Meinung. Diese kurze Diskussion zeigt schon wie schwierig es ist, eine allgemeingültige Theorie zu den Ursachen der Abwitterung abzuleiten. Hinsichtlich der positiven Wirkung eines Mikroluftporensystems sieht Lindmark als Grund eine Verzögerung der kritischen Sättigung im oberflächennahen Bereich. Dafür sind aber nach seiner Meinung im Vergleich zum reinen Frost-Widerstand höhere Luftgehalte erforderlich, um einen ausreichend positiven Effekt zu erhalten. Dies steht im Widerspruch zu Feststellungen in [84], wonach der zur Gewährleistung eines hohen Frost-Tausalz-Widerstandes notwendige Mikroluftporengehalt nicht höher ist als jener, der zur Vermeidung einer inneren Frostschädigung erforderlich ist. Liu [84] konnte durch eine Erhöhung des Mikroluftporengehaltes keine weitere Verbesserung des Frost-Tausalz-Widerstandes feststellen.

Weitere Erkenntnisse zu diesem Thema wurden auch von Kaufmann [165] veröffentlicht. Er stellt ein Modell vor, das sich aus 5 Teilphasen zusammensetzt. In jeder ablaufenden Teilphase überwiegt ein bestimmter Mechanismus – die Schädigung tritt aber durch das Zusammenspiel der Phasen ein. In der Phase 1 (0°C bis – 5°C) kommt es zur Initiierung der Eisbildung durch Kristallisationskeime. Die Eisbildung setzt sich in das Betoninnere fort und erzeugt je nach Wachstumsgeschwindigkeit einen hydraulischen Druck, der bereits Schäden hervorrufen kann. Nennenswerte Schäden sind nach Kaufmann in dieser Phase aber nur zu erwarten, wenn starke Unterkühlungseffekte, d.h. verzögerte und spontane Eisbildung, auftreten. Die 2.Phase (0°C bis -10°C) ist durch das Eindringen der Eisfront in das Betoninnere definiert. Hierbei können ebenfalls hohe Drücke in größeren Poren, wie z. B. in der poröseren Zone um Zuschläge oder auch in unbeständigen Gesteinskörnungen auftreten. Dabei entsteht ein hydrostatischer Druck. In der Phase 3 (-5°C bis Minimaltemperatur) finden hauptsächlich Umverteilungsprozesse statt. Flüssiges Wasser wird aufgrund von thermodynamischer Ungleichgewichte zum Eis transportiert und friert dort an. Ähnlich wirkt auch die im Vergleich zur Matrix stärkere Kontraktion des Eises bei sinkender Temperatur. In der Phase der Umverteilung selbst entstehen aber keine Schäden. Die Phase 4 (Minimaltemperatur bis 0 °C) ist der Auftauprozess. Während in der Phase 3 das Wasser an die vorhandenen Eislinnen angefroren wurde, dehnt sich dieses Eis bei der Erwärmung nun deutlich stärker aus als die umgebende Matrix. Der dabei entstehende hydrostatische Druck verursacht Schäden. Er ist umso größer je stärker die Umverteilung und je tiefer die Minimaltemperatur war. In der Phase 5 werden die durch neue Schäden entstandenen Hohlräume von außen mit Wasser gefüllt. Durch einen mehrfachen Durchlauf der Schadensphasen wird der Beton allmählich zerstört. Den starken Effekt der Taumittel auf die Abwitterung sieht Kaufmann in der Gefrierpunktniedrigung, die zu einer Beschleunigung der Phase 2 führt, d.h. die Eis-

front dringt schneller in den Beton ein. Dies ist mit einer stärkeren Schädigung verbunden. Zudem führen osmotische Effekte (Aufkonzentrierung der Salzlösung bei der Eisbildung) zu einer stärkeren Umverteilungsphase mit der damit verbundenen stärkeren Schädigung im Auftauvorgang. Bei sehr hohen Konzentrationen sieht Kaufmann dagegen einen schadensreduzierenden Effekt, da immer weniger Porenlösung überhaupt gefrieren kann.

Eine relativ neue Arbeit zu diesem Thema wurde von Kang [166, 167] durchgeführt. Sein Modell hat große Ähnlichkeiten mit dem von Lindmark. Bei Anwesenheit von Taumittellösungen bilden sich bei der Abkühlung zunächst Eislinsen im oberflächennahen Betongefüge. Zu diesen wandert Flüssigkeit aus der ungefrorenen Taumittellösung an der Oberfläche, wodurch es zu einem Eislinsenwachstum kommt. Dieser, schon von Lindmark beschriebene, Transportmechanismus wird von Kang als „cryogenic suction pump“ bezeichnet. Das daraus resultierende Eislinsenwachstum kommt in großen Poren, wie zum Beispiel dem Übergangsbereich zwischen Gesteinskörnung und Matrix besonders stark zum Tragen. Parallel dazu führt Kang weitere Schadensphasen ein, die analog zu Kaufmann das unterschiedliche Expansionsverhalten von Eis und Matrix und die damit verbundenen Drücke und Sättigungsprozesse berücksichtigt. Die äußerst positive Wirkung von künstlich eingebrachten Luftporen oder das Pessimum der Abwitterung bei Taumittelkonzentrationen zwischen 2 – 4 M.-% werden von Kang nicht erschöpfend betrachtet.

Die Arbeit von [166] wurde von Liu [84] fortgesetzt, wobei auch er als Hauptschadensmechanismus das Eislinsenwachstum durch das Nachsaugen noch nicht gefrorener Flüssigkeit an der Oberfläche sieht. Liu versucht darüber hinaus intensiver auf die Wirkung von Mikroluftporen und das Pessimum bezüglich der Konzentration der Prüflösung einzugehen. Nach Liu vermeiden künstlich eingebrachte Mikroluftporen hauptsächlich eine Schädigung in größeren Gefügetiefen. Auf die sehr oberflächennahen Schädigungen infolge des Eislinsenwachstums durch die „cryogenic suction pump“ hat das Mikroluftporensystem demnach keinen Einfluss. Sehr hohe Abwitterungsmengen aufgrund eines unzureichenden Mikroluftporensystems führt Liu auf eine Überlagerung zwischen Oberflächenschädigung durch die „cryogenic suction pump“ und eine beginnende innere Schädigung zurück, da er bei seinen Untersuchungen bei hohen Abwitterungsmengen stets auch eine innere Schädigung festgestellt hat. Zur Vermeidung hoher Abwitterungsmengen ist deshalb ein ausreichendes Mikroluftporensystem erforderlich. Die besonders hohen Abwitterungen bei Taumittelkonzentrationen zwischen 0,5 und 6 M.-% führt Liu darauf zurück, dass eine gewisse Salzkonzentration überhaupt vorhanden sein muss, damit flüssiges Wasser an der Oberfläche zur Verfügung steht. Wenn die Taumittelkonzentration sehr hoch wird, nimmt die Ionenkonzentration in der Betonoberfläche zu, was zu einer geringeren Eislinsenbildung führt und damit das Schädigungspotential verringert.

Anhand von Messungen mittels Stickstoffadsorption am abgesplitterten Material konnte Liu zeigen, dass im Vergleich zum verbleibenden Beton, das abgesplitterte Material eine höhere und gröbere Porosität aufweist. Dies führt Liu auf das Wachstum der Eislinsen in den Kapillaren während der Frost-Prüfung zurück. Ein damit verbundenes „Quellen“ der Zementsteinmatrix wird auch anhand von Mikroskopaufnahmen deutlich (Bild 2.22). Diese Feststellungen steht im Widerspruch zur „Glue spalling theory“ [158]. Wenn, wie dort beschrieben, das Material durch eine aus der Eisschicht fortgesetzte Rissbildung herausgelöst wird, ist es unwahrscheinlich, dass die Absplittierungen eine gegenüber dem verbleibenden Beton erhöhte Porosität aufweisen<sup>3</sup>.

---

<sup>3</sup> Oberflächeneffekte aus der Herstellung spielen bei den Untersuchungen von Liu keine Rolle, da er Sägeflächen untersucht hat.

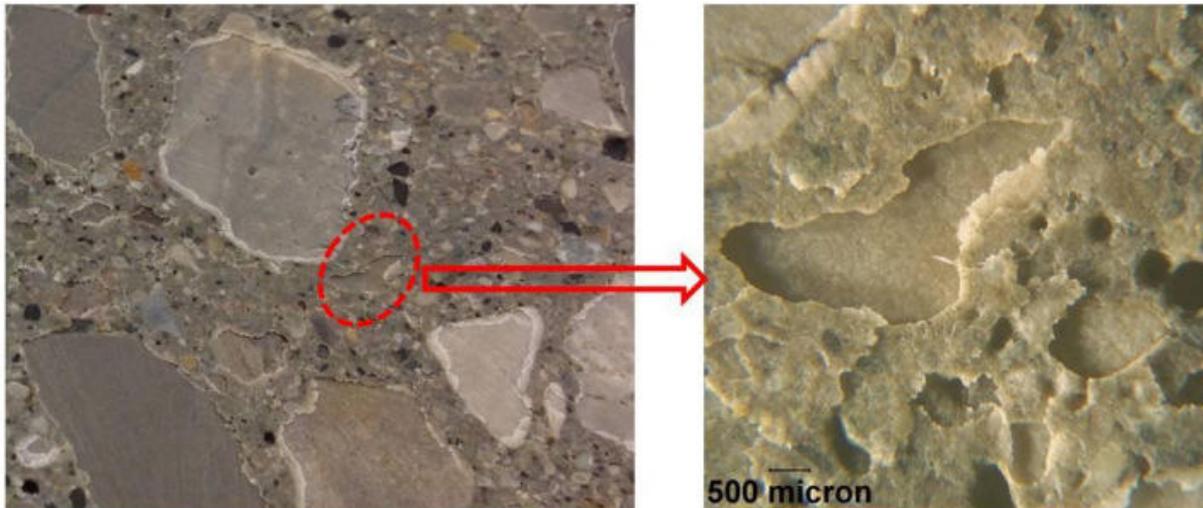


Bild 2.22: „Paste Swelling“ eines Betons ohne Mikroluftporen nach 2 FTW mit 3%-er NaCl-Lösung [84].

**Fazit:** Anhand dieser etwas genauer betrachteten Modelle zur Erklärung der Abwitterung wird noch einmal deutlich, wie schwer es ist, in Versuchen festgestellte Abwitterungsmengen hinsichtlich der Ursachen zu diskutieren. Trotz allem lässt sich aber festhalten, dass Transportprozesse aufgrund thermodynamischer Ungleichgewichte zwischen Eis und flüssigem Wasser eine wichtige Rolle spielen. Hinzu kommt das unterschiedliche Expansionsverhalten von Eis und Matrix bei weiterer Abkühlung, das schadensverstärkend wirkt. Das Porensystem spielt insofern eine wichtige Rolle, da Bereiche größerer Poren (z. B. ITZ) das Eislinnenwachstum fördern und die Permeabilität des Betons das Eislinnenwachstum beeinflusst. Die Permeabilität bestimmt, wie gut das noch flüssige Wasser zum bereits vorhandenen Eis transportiert werden kann. Luftporen scheinen analog zum Frost-Tauwiderstand vor allem als Ausgleichsraum für entstehende Drücke zu wirken.

### 2.6.3 Bestimmung des Frost-Tausalz-Widerstandes mittels CDF-Test

In Deutschland werden Prüfverfahren für die Bestimmung des Frost- bzw. Frost-Tausalz-Widerstandes von Beton bislang noch in der DIN CEN/TS 12390-9 (Ausgabe 08-2006) behandelt. Eine Überführung in eine Norm, mit den damit verbundenen Vorteilen hinsichtlich rechtlicher Sicherheit ist für die DIN CEN/TS 12390-9 bislang noch nicht vorgenommen worden. Trotzdem stellen das in der Norm beschriebene Plattenprüfverfahren (Referenzverfahren) und der CDF-Test (Alternativprüfverfahren) zwei anerkannte Prüfverfahren dar. Der direkte Bezug der ZTV-ING und der ZTV-W auf das CDF-Verfahren hat in Deutschland dazu geführt, dass der CDF-Test das hauptsächlich angewandte Verfahren ist. Dies gilt bis auf die Länder Sachsen und Sachsen-Anhalt im Wesentlichen auch für den Verkehrswegebau.

Bezüglich der Durchführung des CDF-Tests sei an dieser Stelle auf die Ausführungen der DIN CEN/TS 12390-9 und die Beschreibung der Untersuchungsmethoden in dieser Arbeit (Abschnitt 4.2) verwiesen. An dieser Stelle soll stattdessen noch einmal die Problematik des Abwitterungskriteriums angesprochen werden. Setzer hat als Vater des CDF-Tests in [168] das Abwitterungskriterium auf Grundlage von untersuchten Betonen, die nach der damaligen DIN 1045 zusammengesetzt waren, festgelegt. Als Grundlage ist eine Mindestprüffläche von 800 cm<sup>2</sup> bei mindestens 5 Proben festgelegt (Eine Festlegung nur auf geschalte Flächen erfolgt nicht). Hintergrund war die Überlegung, dass die normgemäß zusammengesetzten Betone, von denen eine Beständigkeit aufgrund der Erfahrung vorausgesetzt werden konnte, bei Prüfung im CDF-Test im Mittel unterhalb von 1500 g/m<sup>2</sup> blieben. Da Setzer auch Proben mit texturiertem Oberflächenmörtel und abgezogenen Oberflächen geprüft hat, werden sie vom gewählten Kriterium mit abgedeckt. Setzer fordert in [168] sogar, dass die Flächen geprüft werden, an denen auch real die Beanspruchung auftritt, um Einflüsse aus Nachbehandlung und Oberflächenbeschaffenheit zu erfassen. Aus diesem Grund wird in dieser Arbeit,

das Abwitterungskriterium von 1500 g/m<sup>2</sup> auch für die Bewertung der hier geprüften Proben mit texturierter Mörteloberfläche verwendet.

## 2.7 Normative Regelungen zur Nachbehandlung

### 2.7.1 Regelungen in Deutschland

Gemäß DIN Fachbericht 100 [169] bzw. DIN EN 206 (07-2001) muss die Nachbehandlung bei der Festlegung einer Betonzusammensetzung berücksichtigt werden. Eine ausreichende Nachbehandlung entsprechend relevanter Normen ist die Grundvoraussetzung, dass Unterschiede der Betongüte zwischen Bauwerk und genormten Probekörpern durch den Teilsicherheitsbeiwert des Baustoffes abgedeckt werden. Die später im Bauprozess durchführbaren Nachbehandlungsmethoden sind besonders bei der Wahl des Zementes zu beachten (Abschnitt 5.2.2. [169]). Kann eine aufwendige und lange Nachbehandlung nicht gewährleistet werden, ist dies demnach bei der Wahl des Zementes zu berücksichtigen. Das heißt streng genommen, dass sich bereits der Planer bezüglich der später durchzuführenden Nachbehandlung Gedanken machen muss. Dennoch werden in Deutschland die Planung und Durchführung von Nachbehandlungsmaßnahmen eher dem Ausführenden zugeordnet [170].

Wie Betone, die unter die DIN EN 206 (07-2001) fallen, ausreichend nachbehandelt werden können, wird in Deutschland seit 2012 durch die DIN EN 13670 (03-2011) und dem dazugehörigen deutschen Anwenderdokument DIN 1045-3 (03 - 2012) geregelt. Die DIN EN 13670 (03-2011) nennt deutlich, welche Ziele mit der Nachbehandlung und dem Schutz des jungen Betons verfolgt werden. Die Angaben zu Nachbehandlungsmaßnahmen aus der DIN EN 13670 (03-2011) werden in der DIN 1045-3 (03 - 2012) genauer spezifiziert. Tabelle 2.5 gibt einen Überblick über die Ziele von Schutz- und Nachbehandlungsmaßnahmen.

Tabelle 2.5: Schutz und Nachbehandlung von jungem Beton – Ziele und Maßnahmen (DIN EN 13670 und DIN 1045-3)

<b>Ziele</b>	Jungem Beton muss nachbehandelt und geschützt werden, um:	
	<ul style="list-style-type: none"> <li>• das Fröhschwinden gering zu halten</li> <li>• ausreichende Festigkeit der Betonrandzone sicherzustellen</li> <li>• ausreichende Dauerhaftigkeit der Betonrandzone sicherzustellen</li> <li>• den Beton vor schädlichen Witterungsbedingungen zu schützen</li> <li>• das Gefrieren zu verhindern</li> <li>• schädliche Erschütterungen und Beschädigungen zu vermeiden</li> </ul>	
<b>NB-Maßnahmen</b>	<b>Wasserrückhaltende Maßnahmen</b>	<b>Wasserzuführende Maßnahmen</b>
	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Belassen in der Schalung</li> <li>• Abdeckung mit Folie (Sicherung gegen Durchzug)</li> <li>• Auftrag von Nachbehandlungsmitteln</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Aufsprühen von Wasser, Fluten</li> <li>• Aufbringen einer feuchten Nachbehandlungsschicht (feuchte Tücher, feuchter Sand)</li> </ul>

Die Dauer der erforderlichen Nachbehandlung wird in Abhängigkeit der Festigkeitsentwicklung des Betons, der Bauteiltemperaturen und der Exposition des Bauteils festgelegt. Tabelle 2.6 gibt die Nachbehandlungszeit für alle Expositionen gemäß DIN 1045-2 außer X0, XC1 und XM wieder. Die Grundlage für die angegebenen Mindestnachbehandlungszeiten ist laut [15] die Forschungsarbeit von Hilsdorf [171]. Bei Einhaltung der angegebenen Nachbehandlungszeiten wird laut Norm sichergestellt, dass der Beton im oberflächennahen Bereich 50 % seiner charakteristischen Festigkeit erreicht hat. Man geht davon aus, dass danach die Zementhydratation im Beton auch ohne weitere Nachbehandlung weitgehend ungestört ablaufen kann. Bei den Expositionsklassen XM muss der Beton jedoch so lange nachbehandelt werden, bis der oberflächennahe Bereich 70 % der charakteristischen Betonfestigkeit er-

reicht hat. Der Nachweis darüber kann wie auch bei der 50-Prozentregel direkt erfolgen (Abschätzung bzw. Messung der Betondruckfestigkeit in der Randzone). Wenn kein direkter Nachweis erfolgt, sind die in Tabelle 2.6 angegebenen Nachbehandlungszeiten zu verdoppeln. Jacobs bezweifelt in [127] dass eine Abschätzung der notwendigen Nachbehandlungsdauern über die Festigkeitsentwicklung des Betons ausreichend ist. Im Allgemeinen ist die Bestimmung der Nachbehandlungsdauern anhand der Festigkeitsentwicklung aber anerkannt.

Tabelle 2.6: Mindestdauer der Nachbehandlung (gemäß DIN 1045-3) von Beton bei den Expositionsklassen nach DIN 1045-2 außer X0, XC1 und XM.

Nr.	1	2	3	4	5
Oberflächentemperatur [°C]	<b>Mindestdauer der Nachbehandlung in Tagen<sup>a</sup></b>				
	<b>Festigkeitsentwicklung des Betons<sup>c</sup></b>				
	$r = f_{cm2}/f_{cm28}$ <sup>d</sup>				
	schnell	mittel	langsam	sehr langsam	
	$r \geq 0,50$	$r \geq 0,30$	$r \geq 0,15$	$r < 0,15$	
1	$\vartheta \geq 25$	1	2	2	3
2	$25 > \vartheta \geq 15$	1	2	4	5
3	$15 > \vartheta \geq 10$	2	4	7	10
4	$10 > \vartheta \geq 5$ <sup>b</sup>	3	6	10	15
<p><sup>a</sup> Bei mehr als 5 h Verarbeitungszeit ist die Nachbehandlungsdauer angemessen zu verlängern</p> <p><sup>b</sup> Bei Temperaturen unter 5 °C ist die Nachbehandlungsdauer um die Zeit zu verlängern, während der die Temperatur unter 5°C lag.</p> <p><sup>c</sup> Die Festigkeitsentwicklung des Betons wird durch das Verhältnis der Mittelwerte der Druckfestigkeiten nach 2 Tagen und nach 28 Tagen (ermittelt nach DIN EN 12390-3) beschrieben, das bei der Eignungsprüfung oder auf Grundlage eines bekannten Verhältnisses von Beton vergleichbarer Zusammensetzung (d.h. gleicher Zement, gleicher w/z-Wert) ermittelt wurde.</p> <p>Wird bei besonderen Anwendungen die Druckfestigkeit zu einem späteren Zeitpunkt als 28 Tage bestimmt, ist für die Ermittlung der Nachbehandlungsdauer</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- der Schätzwert des Festigkeitsverhältnisses aus dem Verhältniss der mittleren Druckfestigkeit nach 2 Tagen (<math>f_{cm2}</math>) zur mittleren Druckfestigkeit zum Zeitpunkt der Bestimmung der Druckfestigkeit zu ermitteln oder</li> <li>- eine Festigkeitsentwicklungskurve bei 20 °C zwischen 2 Tagen und dem Zeitpunkt der Bestimmung der Druckfestigkeit anzugeben.</li> </ul> <p><sup>d</sup> Zwischenwerte dürfen eingeschaltet werden.</p> <p><sup>e</sup> Anstelle der Oberflächentemperatur des Betons darf die Lufttemperatur angesetzt werden</p>					

Neben den normativen Regelungen werden in Deutschland auch über spezielle Produktnormen und Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen Anforderungen an die Nachbehandlung des Betons geregelt. Typische Beispiel hierfür sind die zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen im Ingenieurbau, Wasserbau und auch dem Betonstraßenbau (ZTV-ING, ZTW-W LB 215 und ZTV-W LB 219, ZTV-Beton StB). Weiterhin werden auch in Richtlinien des DAfStb (z.B. WU-Richtlinie, Richtlinie im Umgang mit wassergefährdenden Stoffen u.a.) spezielle und im Vergleich zu den Ausführungen der DIN 1045-3 zum Teil schärfere Anforderungen an die Nachbehandlung gestellt.

### 3 AUSTRÖCKNUNG VON JUNGEM BETON

#### 3.1 Hintergrund

Hauptziel von Nachbehandlungsmaßnahmen ist es, die Wasserabgabe des Betons nach dem Einbau soweit zu unterbinden, dass eine Rissbildung aus Früh- und Trocknungsschwinden und eine Beeinträchtigung der Zementreaktion nicht zu befürchten ist. Diese Definition impliziert, dass ein gewisser Wasserverlust unschädlich ist. Über die Frage, welche Austrocknungsverluste dabei keine oder vernachlässigbar geringe Beeinträchtigungen zur Folge haben, herrscht Unklarheit. Die folgenden Untersuchungen haben deshalb zum Ziel, den zeitlichen Verlauf und das Ausmaß der Austrocknung des Betons genau zu erfassen, um später Zusammenhänge zwischen der Austrocknungshistorie und untersuchten Festbetoneigenschaften diskutieren zu können.

#### 3.2 Ausgangsstoffe und Untersuchungsmethoden

##### 3.2.1 Zemente

Für die Untersuchungen wurden verschiedene Zemente ausgewählt, so dass deren Frühfestigkeit ein möglichst breites Spektrum der im Betonstraßenbau einsetzbaren Zemente abdeckt. Daneben wurde auch ein CEM II/B-M (S-LL) 32,5 R verwendet, der nicht im Betonstraßenbau, wohl aber für die ebenfalls durch Frost und Tausalz beanspruchten Brückenkappen eingesetzt werden kann. Der Normzement mit der niedrigsten 2d-Druckfestigkeit wurde im Werk A durch Mischen eines Portlandzementes mit 30 % Hüttensand hergestellt. Der Hüttensand wurde dafür getrennt gemahlen und besaß eine Mahlfineinheit nach Blaine von 4570 cm<sup>2</sup>/g. Analog zu diesem Zement wurde im Labor ein Modellzement hergestellt. Dieser Zement enthält 70 % des Portlandzementes Z 4 und 30 % eines Quarzmehls mit annähernd gleicher Kornverteilung wie der für Z 1 verwendete Hüttensand (Bild 3.1). Die Mahlfineinheit des Quarzmehls betrug 4380 cm<sup>2</sup>/g. Bei den Portlandhüttenzementen Z 7 und Z 9 handelt es sich um zwei unterschiedliche Lieferchargen eines Zementes aus dem gleichen Zementwerk. Wichtige Kenndaten der verwendeten Zemente zeigt Tabelle 3.1. Die unterschiedliche Hydratationskinetik der verwendeten Zemente kann auch anhand der ermittelten Wärmeraten in Bild 3.2 abgelesen werden.

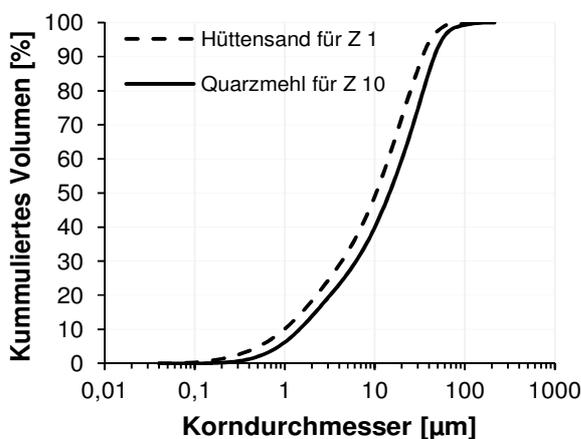


Bild 3.1: Vergleich der Korngrößenverteilung zugegebener Zementhauptbestandteile für die Herstellung der Zemente Z 1 und Z 10.

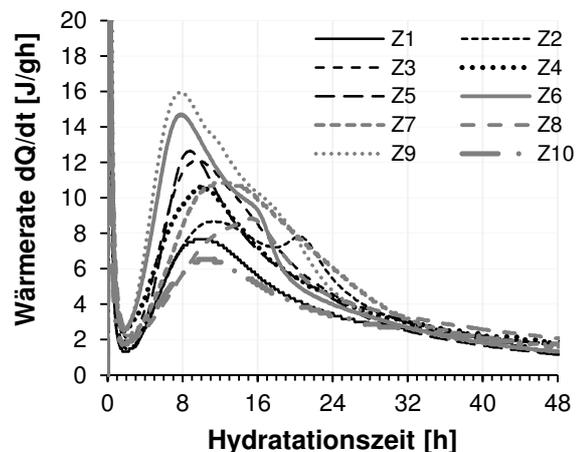


Bild 3.2: Vergleich der Hydratationswärmeentwicklung der verwendeten Zemente.

Tabelle 3.1: Ausgewählte Eigenschaften der verwendeten Zemente (Gemäß DIN EN 196-1 bzw. DIN EN 196-6).

Nr.	Bezeichnung	Werk	spez. Oberfläche (Blaine) [cm <sup>2</sup> /g]	Erstarrungsbeginn [h:min]	Erstarrungsende [h:min]	Na <sub>2</sub> O-Äquivalent [%]	Wassersanspruch für Normsteife [%]	Druckfestigkeit			PZ-Klinkeranteil [%]	
								2d	7d	28d		
Verwendung für Betone mit texturiertem Oberflächenmörtel									[N/mm <sup>2</sup> ]			[%]
Z 1	CEM II/B-S 42,5 N <sup>4</sup>	A	4000	03:05	04:25	0,77	27,0	<b>16,8</b>	33,0	49,8	70	
Z 2	CEM III/A 42,5 N - NA	B	5020	03:30	05:15	0,58	29,0	<b>19,9</b>	35,8	53,8	59	
Z 3	CEM I 32,5 R	C	3080	03:35	04:30	0,51	25,5	<b>21,8</b>	42,3	53,9	100	
Z 4	CEM I 42,5 N	A	3260	02:15	03:40	0,82	26,5	<b>23,0</b>	37,5	49,7	100	
Z 5	CEM II/B-M (S-LL) 32,5 R-AZ <sup>5</sup>	A	4720	03:20	04:50	1,10	29,5	<b>23,5</b>	35,9	46,8	65	
Z 6	CEM II/B-S 32,5 R	D	3680	02:25	03:05	1,17	26,0	<b>25,0</b>	39,7	48,7	71	
Z 7	CEM II/B-S 42,5 N	E	4700	01:50	03:40	1,10	28,5	<b>26,5</b>	43,5	55,5	68	
Z 8	CEM I 42,5 N	B	3810	02:35	04:15	1,00	27,5	<b>27,4</b>	46,0	60,5	100	
Z 9	CEM II/B-S 42,5 N	E	5080	02:45	03:40	1,06	28,0	<b>27,9</b>	44,0	60,9	68	
Z 10	Modellzement <sup>6</sup>	FIB	3590	02:50	04:00	n.b.	28,5	<b>13,4</b>	23,6	33,0	70	

Von den in Tabelle 3.1 aufgelisteten Zementen wurden Z 2 bis Z4 und Z 6 bis Z 9 für den Bau von Verkehrsflächen eingesetzt. Rein formal sind in diesem Zusammenhang zwei Abweichungen von den Forderungen gemäß TL Beton-StB 07 zu beachten. Die Na<sub>2</sub>O-Äquivalente der beiden CEM I 42,5 N (Z 4 und Z 8) überschreiten das maximale Na<sub>2</sub>O-Äquivalent von 0,80, welches gemäß TL Beton-StB 07 für Portlandzemente gilt. Der CEM II/B-S 42,5 N (Z 7) unterschreitet dagegen geringfügig den für alle Straßendeckenzemente gültigen Grenzwert für den frühesten Erstarrungsbeginn von 2 h. Diese Zementchargen wären deshalb rein formal nicht für den Bau von Verkehrsflächen gemäß ZTV Beton-StB 07 zugelassen. Für die hier untersuchten Eigenschaften sind die festgestellten Abweichungen jedoch nicht relevant.

### 3.2.2 Betonzusammensetzung und Herstellung

Für die Untersuchungen wurden Betone hergestellt, die gemäß TL Beton-StB 07 zusammengesetzt waren und für Fahrbahndecken mit texturierter Mörteldeckschicht verwendet werden können (10 Betone, Tabelle 3.2). Bei Verwendung des Zementes Z 1 wurde ca. ein Prozent der Gesteinskörnung durch Kalksteinmehl ersetzt um die Blutneigung zu reduzieren. Wie die Ergebnisse zur Untersuchung des Frost-Tausalz-Widerstandes (an Schallflächen gemäß DIN CEN/TS 12390-9) zeigen, hat diese Menge an Kalksteinmehl keine negativen Auswirkungen auf den Frost-Tausalz-Widerstand (siehe Tabelle 3.4). Die Betone wurden in einem Tellerzwangsmischer nach einem festgelegtem Mischregime gemischt (Tabelle 3.3). Ausgangsstoffe und Mischer standen in einem Labor bei 20 °C. Bei Betonmischungen für eine Lagerung bei 30 °C wurde durch vorgewärmte Ausgangsstoffe eine Frischbetontemperatur von 30 °C angestrebt. In Vorversuchen wurde der Luftporengehalt durch Zugabe von Luftporenbildner eingestellt. Eine Einstellung der Rezeptur bezüglich der Frischbetonkonsistenz erfolgte nicht, da der Wassergehalt und die Zementmenge konstant gehalten werden sollten. Es wurde im Rahmen von Vorversuchen überprüft, ob die Konsistenz im für eine

<sup>4</sup> Auftragsmischung im Zementwerk

<sup>5</sup> Gemäß TL Beton-StB 07 nicht für den Betonstraßenbau zugelassen

<sup>6</sup> Herstellung aus 70 % Z 4 und 30 % Quarzmehl

Gleitschalungsfertigung notwendigen Bereich von C1 – C2 eingehalten wurde. Bei Erreichen der angestrebten Eigenschaften erfolgte eine Charakterisierung der Betone hinsichtlich relevanter Frisch- und Festbetoneigenschaften.

Tabelle 3.2: Zusammensetzung der Betone für Fahrbahndecken mit texturierter Mörteldeckschicht

Ausgangsstoff	Anteil pro m <sup>3</sup>	Beschreibung				
Zement	350 kg	1 x CEM I 32,5 R; 2 x CEM I 42,5 N				
		1 x CEM II/B-S 32,5 R; 2 x CEM II/B-S 42,5 N				
		1 x CEM II/B-M (S-LL) 32,5 R				
		1 x CEM III/A 42,5 N				
		1 x Modellzement CEM II/B-Quarzmehl				
Wasser (w/z = 0,44)	154 kg					
Gesteinskörnung Quarzsand/Kies Diabassplitt	1850 kg 1885 kg	Zusammensetzung der Gesteinskörnung Vol.-%				
		0 – 2	2 – 8	8 - 11	11 - 16	16 – 22
		30	14	13	13	30
Luftporenbildner	n. Bedarf	Mod. Wurzelharz, synthetische Tenside <b>Zielwert LP-Gehalt:</b> 4,5 – 5,5 % (15 min nach Mischende)				

Die Bestimmung von Frischbetonkennwerten (Konsistenz, Luftgehalt, Rohdichte und Blutneigung) erfolgten gemäß DIN EN 12350-4, 6, 7 und DIN EN 480-4. Als Festbetonparameter wurden die Druckfestigkeit (DIN EN 12390-3) nach 1, 2 und 28 Tagen sowie der Frost-Tausalz-Widerstand gemäß CDF-Test (DIN CEN/TS 12390-9) an gegen Teflon betonierten Schalflächen bestimmt. Für einige Betone wurde das Mikroluftporensystem gemäß DIN EN 480-11 charakterisiert. Die Ergebnisse dieser Charakterisierung gibt Tabelle 3.4 wieder.

Tabelle 3.3: Mischregime zur Herstellung der Betone

Vorgang			Zeit
			[sec]
Einfüllen der Gesteinskörnung			
Mischzeitraum	1.	Trockenmischen	30
	2.	Mischen und Zugabe 1/3 des Anmachwassers	30
	3.	Mischung ruhen lassen im Anschluss Zementzugabe	120
	5.	Mischen	30
	6.	Mischen und Zugabe des restl. Anmachwassers (mit Zusatzmittel)	30
	7.	Mischen	60
	Ruhephase der fertigen Betonmischung bis Zeitpunkt der Frischbetonuntersuchung		

Die Ergebnisse der Betoncharakterisierung zeigen bereits für einige Eigenschaften Unterschiede, deren Ursachen im Zement zu suchen sind. Trotz identischer Nachbehandlung (Normlagerung) und ausreichendem Mikroluftporensystem weisen die Betone unterschiedliche Frost-Tausalz-Widerstände auf. Alle Betone können jedoch als ausreichend beständig gegenüber einem Frost-Tausalz-Angriff angesehen werden, da sie unterhalb des empfohlenen Abwitterungskriteriums von 1500 g/m<sup>2</sup> liegen. Eine weitere Eigenschaft der Betone, die größere Unterschiede offenbart, ist die Blutneigung. Diese spielt bei Straßenbetonen eine besondere Rolle, da sie einerseits nicht zu hoch sein darf, da sonst bei feuchter Witterung mit geringen Verdunstungsraten an der Betonoberfläche Wasseranreicherungen auftreten. Ein zu geringes Wasserabstoßen kann dagegen die Gefahr der frühen Rissbildung erhöhen [6, 172]. Die Entleerung der größten im Beton vorhandenen Poren beginnt, wenn die Verdunstungsrate größer wird als die Blutrate. Durch weiteres Entleeren der Poren wird die

Oberfläche mattfeucht. Wird die Austrocknung dann nicht unterbunden, kommt es im fortschreitenden Austrocknungsverlauf zum Aufbau eines größer werdenden Unterdrucks [86], der schließlich zu frühen Rissen führen kann.

Tabelle 3.4: Charakterisierung der verwendeten Betone

	Betonbezeichnung <sup>7</sup>	Herstellwerk Zement	Konsistenz nach n min		LP-Gehalt nach n min		Blutneigung	Druckfestigkeit <sup>8</sup> im Alter von n Tagen			Abwitterung nach n FTW	LP-System			
			15	60	15	60		1	2	28		28	A <sub>300</sub>	$\bar{L}$	A <sub>tot</sub>
			[-]	[-]	[-]	[-]		[M.-%]	[N/mm <sup>2</sup> ]			[g/m <sup>2</sup> ]	[%]	[mm]	[%]
Z 1	CEM II/B-S (16,8)	A	1,29	1,27	4,7	4,2	1,05	n.b.	19,8	44,3	603	1,9	0,13	3,5	
Z 2	CEM III/A (19,9)	B	1,20	n.b.	5,3	n.b.	0,29	11,3	19,7	45,3	1067	3,4	0,13	4,2	
Z 3	CEM I (21,8)	C	1,17	n.b.	5,3	n.b.	1,21	11,5	22,0	46,0	338	2,7	0,10	4,4	
Z 4	CEM I (23,0)	A	1,23	1,29	4,5	4,0	0,72	n.b.	26,4	47,1	190	2,6	0,12	4,6	
Z 5	CEM II/B-M (23,5)	A	1,36	n.b.	4,5	n.b.	n.b.	15,5	23,5	45,9	804	2,6	0,14	4,9	
Z 6	CEM II/B-S (25,0)	D	1,19	n.b.	4,7	n.b.	0,35	17,1	25,8	45,6	420	2,5	0,18	5,5	
Z 7	CEM II/B-S (26,5)	E	1,21	1,26	6,4	5,4	0,08	n.b.	24,5	40,2	467	n.b.			
Z 8	CEM I (27,4)	B	1,17	n.b.	4,9	n.b.	1,06	15,6	26,5	49,9	211	3,7	0,12	5,4	
Z 9	CEM II/B-S (27,9)	E	1,22	n.b.	5,4	n.b.	0,33	17,8	25,0	48,1	348	3,1	0,10	4,4	
Z 10	CEM II/B-Q (13,4)	FIB	1,25	1,31	5,8	5,0	1,16	n.b.	n.b.	32,4	310	n.b.			

Die hier untersuchten Betone weisen maximale Blutraten zwischen 50 - 211 g/m<sup>2</sup>h auf (Bild 3.3). Unter Blutraterate wird dabei die mittlere abgestoßene Wassermenge im Zeitraum des annähernd konstanten Blutens verstanden. Untersuchungen des Autors in [43] haben gezeigt, dass die Untersuchungen zum Wasserabstoßen an Würfeln (150 mm Kantenlänge) grundsätzlich ähnliche Blutraten wie bei der Verwendung des in DIN EN 480-4 vorgeschriebenen Topfes ergeben<sup>9</sup>. Die Dauer und Gesamtmenge des Wasserabstoßens ist dagegen verkürzt. In Bild 3.3 sind zur Verdeutlichung die im Labor bei 20/65 aufgetretenen Verdunstungsraten dargestellt. Die angegebenen Verdunstungsraten geben den maximalen und minimalen Wert der Verdunstung über einer Betonoberfläche (Würfel a = 150 mm) im verwendeten Klimaraum 20 °C und 65 % r. F. wieder. Die Schwankungen sind auf nicht vermeidbare Windbewegungen im Zuge der Klimatisierung (Sommer/ Winterbetrieb) zurückzuführen.

Da für einige Betone die Blutraterate größer ist als die vorherrschenden Verdunstungsraten, kann es während der Lagerung im Klimaraum 20/65 zu einer Anreicherung von Wasser kommen. Betone mit geringer Blutneigung werden dagegen früh eine mattfeuchte erscheinende Oberfläche aufweisen.

<sup>7</sup> Der Wert in Klammern gibt die 2d-Zementdruckfestigkeit in N/mm<sup>2</sup> an

<sup>8</sup> 28 d Wert mit Faktor 0,92 auf Feuchtlagerung umgerechnet

<sup>9</sup> Ein Kunststoffwürfel mit a = 150 mm wurde bis ca. 1 cm unter den Rand mit Beton gefüllt. Die Bestimmung der Blutraten erfolgte analog DIN EN 480-4.

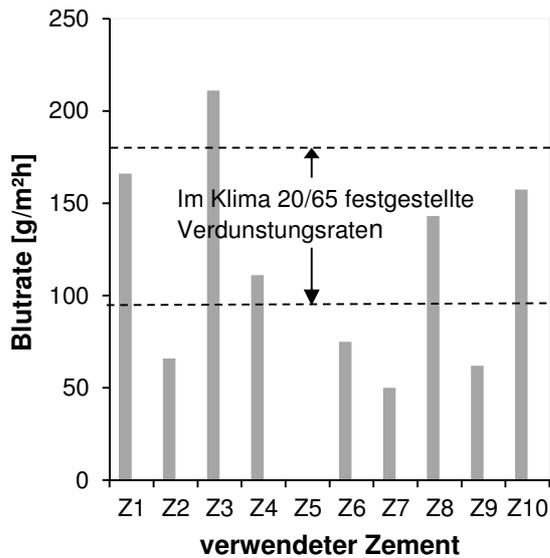


Bild 3.3: Blutraten der Betone bei Verwendung verschiedener Zemente.

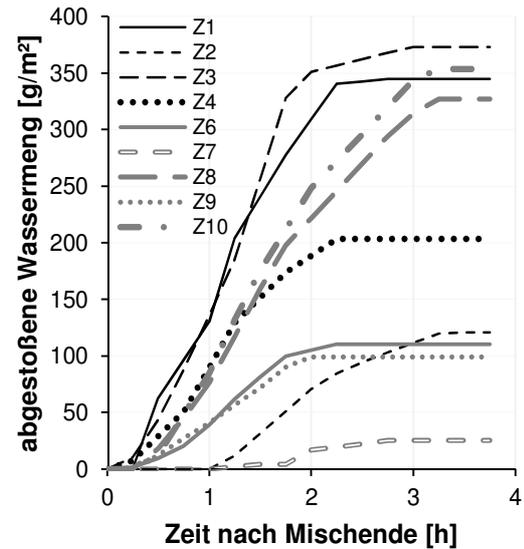


Bild 3.4: Zeitlicher Verlauf des Wasserabstoßens von Beton bei Verwendung der Zemente Z1 bis Z10

### 3.2.3 Herstellung der Proben

Bei der Herstellung von Probekörpern wurde zunächst 15 Minuten nach Ende der Betonherstellung der Frischbetonluftgehalt überprüft. Bei Gehalten zwischen 4,5 und 6,5 % wurde mit der Probekörperherstellung begonnen, anderenfalls wurde die Mischung verworfen. Zur Probekörperherstellung wurden Kunststoffformen (150 mm x 150 mm x 150 mm) verwendet, in die der Beton in zwei Lagen eingefüllt und jeweils für 15 - 20 Sekunden auf einem Rütteltisch verdichtet wurde. Überschüssiger Mörtel wurde von der Oberfläche mit einer Kellenkante abgezogen und die Oberfläche geglättet. Nach Fertigstellung wurde die Masse der Probekörper aufgenommen und die Probekörper bis 45 min nach Mischende im Laborklima bei 20 °C und 65 % r. F. gelagert. Die Frischbetontemperatur betrug für alle Betone 20 +/- 2 °C. Abweichend davon wurden Betone die bei 30 °C lagerten mit 30 +/- 2 °C hergestellt.

### 3.2.4 Lagerung und Nachbehandlungsverfahren

Die Versuche wurden unter vier verschiedenen Lagerungsbedingungen durchgeführt (Tabelle 3.5). Die Windbelastung der Lagerungsarten „20/65 mit Wind“ und „30/40 mit Wind“ wurden durch Verwendung eines Lüfters erzeugt. Der Lüfter wurde so betrieben, dass die Windbelastung diffus erfolgte. Auf diese Weise konnte im Vergleich zu einer gerichteten Windbelastung eine gleichmäßigere Austrocknung aller Proben erreicht werden. Die Windbelastung erfolgte nur bis zu einem Alter von einem Tag. Die Umlagerung der Proben in das entsprechende Prüfklima erfolgte 45 min nach Mischende. Sobald die Mörteldeckschicht ausreichend standfest war, wurde die Oberfläche der Probekörper mit einem Handbesen (gemäß TL NBM-StB 09) texturiert. Die Texturierung war für die meisten Betone und Lagerungen ca. eine Stunde nach Mischende möglich. Für die Lagerungsart 20/65 wurden neben den unbehandelten Proben drei weitere Nachbehandlungsarten angewendet (Tabelle 3.6).

Tabelle 3.5: Lagerungsarten

Kurzbezeichnung	Lagerung
20/65	28 d im Klimaraum 20 °C / 65 % r. F.
20/65 mW	28 d Klimaraum 20 °C / 65 % r. F. bis zum Alter von 1. Tag Windbelastung mit Ventilator <sup>1)</sup>
30/40	7 d Klimaraum 30 °C / 40 % r. F., dann 21 d Lagerung 20/65
30/40 mW	7 d Klimaraum 30 °C / 40 % r. F. bis zum Alter von 1. Tag Windbelastung mit Ventilator <sup>1)</sup> , dann 21 d Lagerung 20/65

<sup>1)</sup> maximale Windgeschwindigkeit ca. 5 m/s

Tabelle 3.6: Angewendete Nachbehandlungsarten

Kurzbezeichnung	Ausführung
oNB	Ohne Nachbehandlung
NBMfrüh	Auftrag eines Nachbehandlungsmittels ca. 2 h nach Mischende
NBMopti	Auftrag eines Nachbehandlungsmittels zum optimalen Auftragszeitpunkt (siehe Abschn. 2.4.4 und Bild 2.16)
5dfeucht	Bei Erreichen des optimalen Auftragszeitpunkt wurden die Betonproben für 5 d mit wassergesättigtem Sand überschichtet. Der Sand wurde über 5 d feucht gehalten.

### 3.2.5 Verwendete Nachbehandlungsmittel

Für die Nachbehandlung mit Nachbehandlungsmitteln wurden insgesamt drei im Betonstraßenbau übliche wässrige Paraffindispersionen verwendet. Die Auftragsmenge wurde so gewählt, dass mittels Sprühapplikation ein gleichmäßiger Auftrag erreicht wird. Für die Nachbehandlungsmittel wurden die Sperrwirkung und der Feststoffgehalt gemäß TL NBM-StB 09 bestimmt (Tabelle 3.7). Untersuchungen mittels dynamischer Differenzkalorimetrie zeigen, dass die verwendeten Paraffine zumindest bezüglich des Schmelzpunktes eine hohe Ähnlichkeit aufweisen (Bild 3.5, Peak 2). Der Schmelzpunkt der Paraffine beträgt ca. 60 °C und lässt darauf schließen, dass es sich um Makroparaffine im Grenzbereich zu den Mikroparaffinen handelt. Der 1. Peak in den DSC-Kurvenverläufen ist auf fest-fest Reaktionen der Paraffine zurückzuführen [173, 174]. Diese Umwandlungsreaktionen (Umkristallisationen) laufen bei den untersuchten Paraffinen zwischen 30 °C – 40 °C ab. Ob diese reversiblen Umkristallisationen Auswirkungen auf das Verhalten der NBM haben können, ist nicht bekannt.

Tabelle 3.7: Kenndaten der verwendeten Nachbehandlungsmittel

	NBM 1	NBM 2	NBM 3
Typ nach TL NBM-StB 09	VM/BM	VM/BM	VM/BM
Empfohlene Auftragsmenge [g/m <sup>2</sup> ]	150 - 175	100 - 150	150 - 200
Sperrkoeffizient S <sub>1</sub> [%] nach TL NBM StB 09 (geprüfte Menge)	102 (150 g/m <sup>2</sup> )	103 (150 g/m <sup>2</sup> )	102 (170 g/m <sup>2</sup> )
Feststoffgehalt [M.-%] (Trocknung bei 80 °C)	15,0	10,7	17,2
Erstarrungspunkt [°C] des verwendeten Paraffins (DSC Messung d. Trocknungsrückstandes)	60	62	59
Auftragsmenge bei Betonversuchen [g/m <sup>2</sup> ]	150	150	175
Maximale Schwankung der Auftragsmenge	- 5 M.-%, + 15 M.-%		

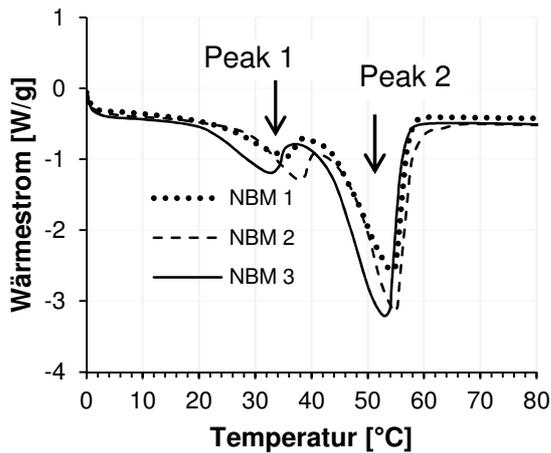


Bild 3.5: DSC Messungen zur Untersuchung des Kristallisationsverhaltens der in den Nachbehandlungsmitteln verwendeten Paraffinen.

### 3.2.6 Bestimmung der Austrocknung über die Ermittlung des Wasserverlustes

Die Masseänderung durch Verdunsten des Anmachwassers wurde kontinuierlich bis zu einem Alter von 21 d durch Wägung auf 0,1 g bestimmt. Die Würfelproben konnten in dieser Zeit nur über die texturierte Oberfläche austrocknen. Massenänderungen durch Oberflächen-texturierung, Ausschalvorgänge bzw. Abdichtungsmaßnahmen wurden berücksichtigt. Der Massenanteil des Dispersionswassers aus den Nachbehandlungsmitteln wurde dagegen nur näher betrachtet, um die Sperrwirkung der Nachbehandlungsmittel zu bestimmen. Die Sperrwirkung wurde gemäß Bild 2.17 bzw. Gl. 2.3 und Gl. 2.4 berechnet. Für die Ermittlung des Wasserverlustes wurden zwischen 3 – 5 Proben je Lagerungs- bzw. Nachbehandlungsart verwendet. Die nachfolgend angegebenen Wasserabgabekurven stellten die Mittelwerte dieser Messungen dar.

Die statistische Aussagekraft der durch Wägungen bestimmten Trocknungskurven ist im Zusammenhang mit der zeitlichen Wasserabgabe zu sehen. Zu Beginn der Trocknung werden je Zeiteinheit deutlich größere Feuchtemengen abgegeben. Später ist die pro Zeiteinheit abgegebene Feuchtemenge geringer. Bestimmt man zu unterschiedlichen Trocknungszeiten den Variationskoeffizient<sup>10</sup> für die Wasserabgaberate, so ergibt sich für die anfängliche Trocknung (bis ca. 48 h) ein maximaler Variationskoeffizient von ca. 20 % (Mittlerer Variationskoeffizient beträgt ca. 10 %). Für die späte Austrocknung steigt der Variationskoeffizient der Wasserabgaberate auf Maximalwerte von ca. 50 – 60 % (Mittlerer Variationskoeffizient beträgt dann ca. 20 - 30 %). Dies bedeutet, dass die Betrachtung späterer Trocknungsverläufe einen größeren messtechnischen Fehler beinhaltet. Der Variationskoeffizient bezogen auf die Gesamtwasserabgabe liegt dagegen stets unter 4 %, so dass Aussagen zu unterschiedlichen Gesamtwasserabgaben verlässlicher sind.

### 3.2.7 Bestimmung der Austrocknung über die Messungen des elektrolytischen Widerstandes

Messungen zum elektrolytischen Widerstand wurden am Beton durchgeführt, um das qualitative Austrocknungsverhalten über die Zeit und die Tiefe zu untersuchen. Eine Messung des Widerstandes im Beton unter Gleichspannung würde dazu führen, dass Ionen auf dem Weg zu den Elektroden durch für sie undurchlässige Porenwände zurückgehalten werden. Damit sind Polarisierungseffekte verbunden, die die Messungen verfälschen. Aus diesem Grund

<sup>10</sup> Quotient aus Standardabweichung und Mittelwert der Messgröße

muss der elektrolytische Widerstand mit Wechselstrom bestimmt werden. Es handelt sich daher streng genommen um eine Impedanzmessung. Nachfolgend wird jedoch stets vom elektrolytischen Widerstand gesprochen. Für die tiefenabhängigen Untersuchungen werden häufig Multiringelektroden (MRE) [175] verwendet (Bild 3.6). Umfangreiche Angaben zur Funktionsweise und Interpretationsmöglichkeit ermittelter Widerstandswerte enthalten [176, 177, 178, 179]. Im Rahmen der Arbeit wurden Messungen mit MRE durchgeführt. Der Einbau der MRE-Elektroden erfolgte mit dem Einbringen des Frischbetons. Die Elektroden wurden so positioniert und bis zum Erhärten des Betons befestigt, dass die erste Messtiefe ca. 6 mm unterhalb der abgezogenen Oberfläche lag. Alle weiteren Messtiefen haben untereinander einen Abstand von ca. 5 mm. Die größte Messtiefe liegt ca. 41 mm unter der Betonoberfläche. Sofort nach Fertigstellung der Probekörper wurde eine erste Messung durchgeführt. Die Verwendung der Multiringelektroden erlaubt erst Messungen in einer Tiefe von ca. 6 mm. Im Verlauf der Bearbeitung stellte sich heraus, dass diese Ortsauflösung nicht ausreichend ist, um detaillierte Aussagen hinsichtlich der Austrocknung der Randzone zu erhalten. Auf die Darstellung der Ergebnisse wird deshalb verzichtet.

Es wurde stattdessen zur Messung des elektrolytischen Widerstandes in der unmittelbaren Randzone eine vom Autor selbst entwickelte Oberflächenelektrode (OFE) [43] verwendet. Der Einbau der Elektroden erfolgte ebenfalls sofort mit dem Herstellen der Proben. Bild 3.7 zeigt den Aufbau und die Verwendung der Oberflächenelektrode. Für eine untersuchte Nachbehandlungs- bzw. Lagerungsart wurden ein bis zwei Probekörper mit der OFE-Elektrode hergestellt.

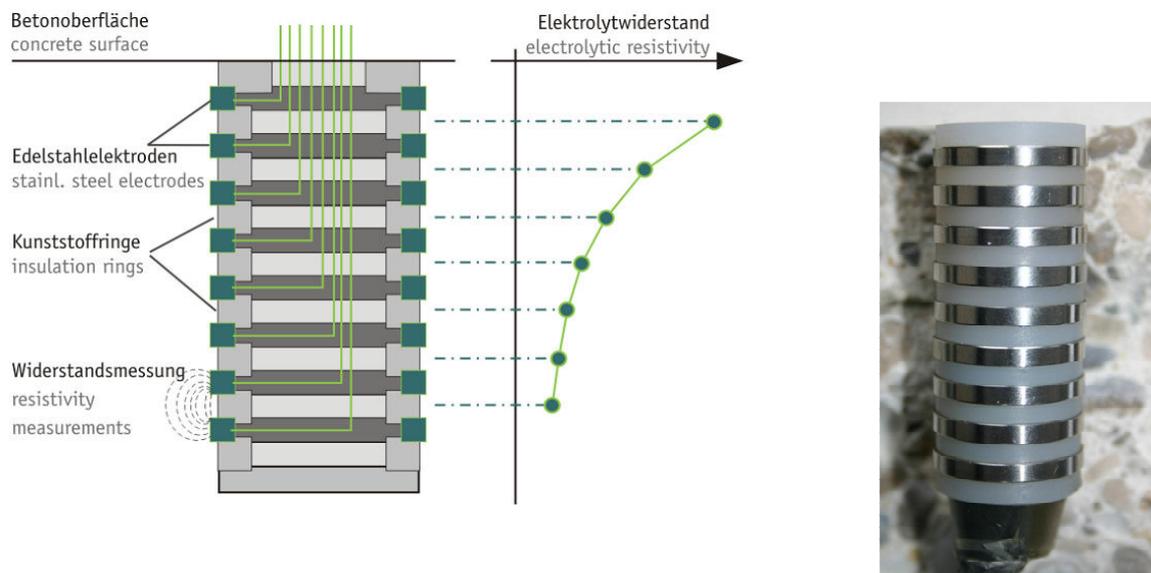


Bild 3.6: Prinzipskizze und Foto der Multiringelektrode nach Schießl (Bild: Fa. Sensurec).

Die Bestimmung des Elektrolytwiderstandes wurde anfänglich mit einem manuellen LCR-Meter (Escort ELC 131 D) bei einer Wechselstromfrequenz von 1000 Hz durchgeführt. Später wurde auf eine computergesteuerte Online-Messung mit einem Impedanzmessgerät (MRSE 9 2.0 mit Schnittstellenwandler 13.0, ibac) bei einer Wechselstromfrequenz von 10,8 Hz und einer Wechselspannung von 0,5 V umgestellt. Die Impedanzmessung am Beton weist eine große Abhängigkeit von der Frequenz der angelegten Wechselspannung auf [177]. Von Bürchler [177] durchgeführte Messungen an bereits erhärtetem Zementstein zeigen jedoch, dass für Frequenzen zwischen 10 und  $10^5$  Hz die Impedanz annähernd gleich ist

– d. h., dass der Einfluss der Frequenz in diesem Frequenzbereich vernachlässigt werden kann.

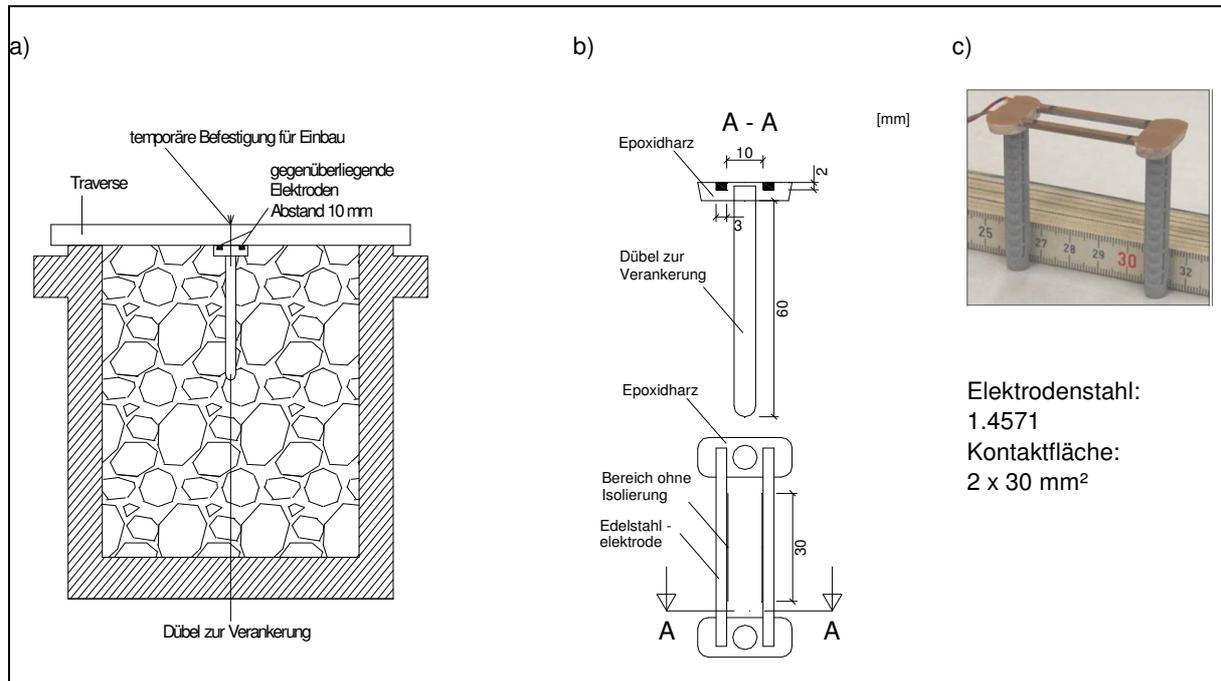


Bild 3.7: a) Einbau der OFE b, c) Aufbau der OFE

Nach Installation der Onlinemesstechnik ergab ein Vergleich der ermittelten elektrolytischen Widerstände, dass mit dem Messverfahren bei 10,8 Hz Wechselstromfrequenz für den frischen Beton trotz sonst gleichem Messaufbau deutlich höhere Widerstände ermittelt wurden. Mit zunehmendem Alter nimmt dieser Unterschied ab, so dass davon ausgegangen werden kann, dass Messungen im Alter von mehreren Tagen trotz verschiedener Messfrequenzen vergleichbare Werte liefern. Diese Beobachtung wurde mit dem ibac diskutiert, ohne dass eine Erklärung gefunden werden konnte [180]. Auch ein Austausch der Messtechnik konnte das Problem nicht lösen. Deshalb muss bei der Bewertung der Ergebnisse aufgrund der unterschiedlichen Frequenzen der Messströme die verwendete Messtechnik berücksichtigt werden (siehe unten).

Bei der verwendeten Oberflächenelektrode muss weiterhin beachtet werden, dass der gemessene Widerstand durch den Gehalt an grober Gesteinskörnung beeinflusst wird. Weiss [179] stellte eine Erhöhung des elektrolytischen Widerstandes um das 1,5-fache fest, wenn er zwischen zwei in Mörtel eingebettete Elektroden (ähnlich der hier verwendeten OFE) ein Gesteinskorn einbrachte. Durch weitere Gesteinskörner nahm der Widerstand weiter zu. Die in dieser Arbeit durchgeführten Messungen zum elektrolytischen Widerstand im jungen Alter werden aus diesem Grund und aufgrund des Messgeräteeinflusses im jungen Alter nicht als spezifischer Widerstand, sondern als relative Größe dargestellt (Gl. 3.1).

$$R_{rel}(t) = \left( \frac{R(t)}{R_0} - 1 \right) \cdot 100\%$$

Gl. 3.1

mit:

$R_{rel}(t)$	- Relative Änderung der Widerstandsgröße zum Zeitpunkt t	[%]
$R_0$	- Widerstand zu Beginn der Untersuchung	[ $\Omega$ ]
$R(t)$	- Widerstand zum Zeitpunkt t	[ $\Omega$ ]

Für die Messungen bei 10,8 Hz ergibt sich aufgrund des höheren elektrolytischen Widerstandes im frischen Zustand eine geringere relative Änderung. Die prinzipiellen Kurvenverläufe sind jedoch vergleichbar. Durch Vergleichsuntersuchungen mit dem manuellen Messgerät (Escort ELC 131 D) bei 120 Hz und 1000 Hz konnte die Vergleichbarkeit bestätigt werden.

Sofern der Einfluss der Temperatur auf den elektrolytischen Widerstand berücksichtigt werden musste, wurde dafür der Arrheniusansatz [175] verwendet (Gl. 3.2) und der gemessene Widerstand auf eine Bezugstemperatur von 20 °C umgerechnet. Zu diesem Zweck wurde innerhalb der ersten 24 – 48 h die Temperaturentwicklung im Beton aufgezeichnet. Die Messungen erfolgten kurz unterhalb der Oberfläche und in einer Tiefe von ca. 20 mm.

Um die Ergebnisse aus Messungen mit unterschiedlichen Elektroden vergleichen zu können, muss der spezifische Widerstand unter Verwendung der Zellkonstante ermittelt werden (Gl. 3.3). Für die OFE wurde eine Zellkonstante von 0,014 m ermittelt [43]. Diese Angabe erfolgt jedoch nur informativ, da die Änderungen des elektrolytischen Widerstandes in dieser Arbeit nur relativ bezogen auf den Ausgangswert im frischen Zustand betrachtet werden.

$R_{el,T_0} = R_{el,T} \cdot e^{b \left( \frac{1}{T_0} - \frac{1}{T} \right)}$	Gl. 3.2	$k = \frac{\sigma}{R}$	Gl. 3.3
mit:		mit:	
$R_{el,T_0}$	- Elektrolytischer Widerstand bei $T_0$ (hier: $T_0 = 20\text{ °C}$ ) [Ω]	$k$	- Zellkonstante zur Berechnung des spez. Widerstandes [1/m]
$R_{el,T}$	- Gemessener elektrolytischer Widerstand bei Temperatur T [Ω]	$\sigma$	- Spez. Widerstand der Kalibrierlösung [Ω/m]
$T, T_0$	- Temperaturen [K]	$R$	- Ermittelter elektrolytischer Widerstand [Ω]
$b$	- Konstante (hier: $b = 2900$ aus [175])		

Um die Ergebnisse der Widerstandsmessungen korrekt bewerten zu können, sind grundsätzliche Kenntnisse zu den wichtigsten Einflussgrößen notwendig. Unter isothermen Bedingungen gibt Gleichung Gl. 3.4 alle Einflussfaktoren bezüglich des Betonwiderstands an [181].

$R_{\text{concrete}} = \sigma_0 \cdot \phi \cdot \beta^{-1}$	Gl. 3.4
mit:	
$R_{\text{concrete}}$	- Widerstand des Betons [Ωm]
$\sigma_0$	- Spezifischer Widerstand der Porenlösung [Ωm]
$\phi$	- Mit Porenflüssigkeit gefüllter Porenraum [V.-%]
$\beta$	- Tortuosität [-]

Eine Änderung des Feuchtigkeitsgehalts nimmt auf alle drei in Gleichung Gl. 3.4 genannten Faktoren Einfluss: Fällt der Wassergehalt durch Austrocknung, sinkt durch die erhöhte Konzentration der Porenlösung der spezifische Widerstand des Leitmediums, gleichzeitig verringert sich aber ihr Anteil. Da nun einige Poren nicht mehr zur Leitung zur Verfügung stehen, erhöht sich außerdem der Umweg für die Stromleitung [181]. Letztgenannter Fakt ist nach [181] hauptverantwortlich für die Zunahme des elektrischen Widerstandes im austrocknenden Beton.

Betrachtet man jungen Beton, sind zudem Änderungen der Faktoren aus Gleichung Gl. 3.4 durch Gefügeentwicklung (Erhöhung der Tortuosität), Wassereinbindung (Verringerung des leitenden Porenraums) und Änderungen in der Zusammensetzung der Porenlösung (Ab-

bzw. Zunahme des spezifischen Widerstandes der Porenlösung) zu beachten. Im oberflächennahen Bereich ist zudem der Einfluss der Carbonatisierung zur berücksichtigen [182]. Quantitative Aussagen zum Feuchtigkeitsgehalt sind nur mittels Kalibrierung und für ausgehärtete Betone möglich. Aus Widerstandswerten abgeleitete quantitative Aussagen zum Feuchtigkeitsgehalt von Betonen, die während der Hydratation austrocknen können, sind dem Autor nicht bekannt und wohl auch nicht möglich [182]. Die in dieser Arbeit ermittelten Widerstandswerte erfolgten über einen Zeitraum, in dem der Beton sehr unterschiedliche Gefügestände aufwies. Die Messungen begannen im noch plastischen Beton und endeten zu einem Zeitpunkt zu dem die Erhärtung bereits weit fortgeschritten war. Aus den oben genannten Gründen können in einem solchen Zeitraum ermittelte Widerstandswerte zur Abschätzung des Feuchtigkeitsgehaltes nicht herangezogen werden. Hierin ist ein weiterer Grund dafür zu sehen, dass der elektrolytische Widerstand nur zur Erfassung des zeitlichen Verlaufs der Austrocknung herangezogen wird.

### 3.2.8 Versuchsmatrix zur Darstellung des Untersuchungsumfanges

Eine Darstellung des Untersuchungsumfanges zur Untersuchung der Austrocknung von jungem Beton zeigt Tabelle 3.8. Zur Unterscheidung der Versuche wird folgende Nomenklatur verwendet.

1. Stelle

- 2. Stelle

Betonmischung unter Verwendung der Zementbezeichnung und der Angabe der 2d Zementdruckfestigkeit (vgl. Tabelle 3.4)

Durchgeführte Lagerungsart bzw. angewandte Nachbehandlung (vgl. Tabelle 3.5 und Tabelle 3.6).

Untersuchungen unter Verwendung des Zementes mit der geringsten Frühfestigkeit CEM II/B-S (16,8) wurden doppelt ausgeführt. Zur Unterscheidung wurden diese Versuche mit a bzw. b gekennzeichnet.

Tabelle 3.8: Versuchsmatrix zur Darstellung der durchgeführten Untersuchungen.

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	Lagerung	Labor								
		20/65 oW						20/65 mW	30/40 oW	30/40 mW
Nachbehandlung Beton	oNB	NBM 1 früh	NBM 1 opti	5d feucht	NBM 2 opti	NBM 3 opti	oNB	oNB	oNB	
1 CEM II/B-S (16,8)	2	2	2	2						
2 CEM III/A (19,9)	1				1	1	1	1	1	
3 CEM I (21,8)	1				1	1	1	1	1	
4 CEM I (23,0)	1	1	1	1						
5 CEM II/B-M (23,5)	1				1	1	1	1	1	
6 CEM II/B-S (25,0)	1				1	1	1	1	1	
7 CEM II/B-S (26,5)										
8 CEM I (27,4)	1				1	1	1	1	1	
9 CEM II/B-S (27,9)	1				1	1	1	1	1	
10 CEM II/B-Q (13,4)	1	1	1	1						

### 3.3 Ergebnisse

#### 3.3.1 Wasserverlust von jungem Beton – ohne Nachbehandlung

Exemplarisch zeigen Bild 3.8 und Bild 3.9 die Wasserabgabe von Beton, der direkt nach dem Herstellen bei 20 °C und 65 % r. F. gelagert wurde und keine Nachbehandlung erfahren hat. Die Versuchsergebnisse werden für die jeweiligen untersuchten Betone aus Tabelle 3.2 angegeben. Die in Klammern angegebene Zahl gibt die 2d-Druckfestigkeit des zugrundeliegenden Zementes an. Der Wasserverlust wird in Prozent bezogen auf das im Probewürfel vorhandene Anmachwasser angegeben. Die Ergebnisse zeigen, dass Betone unter Verwendung von Zementen mit höheren Frühfestigkeiten bei gleichen Austrocknungsbedingungen einen geringeren Gesamtwasserverlust erleiden. Die Unterschiede in den Wasserabgaben ergeben sich jedoch erst in einem Alter von ca. 24 h. Der Beton mit dem höchsten Wasserverlust (14,7 % bez. auf Anmachwassergehalt) weist im Vergleich zum Beton mit dem niedrigsten Wasserverlust (10,3 % bez. auf Anmachwassergehalt) einen ca. 43 % größeren Wasserverlust auf.

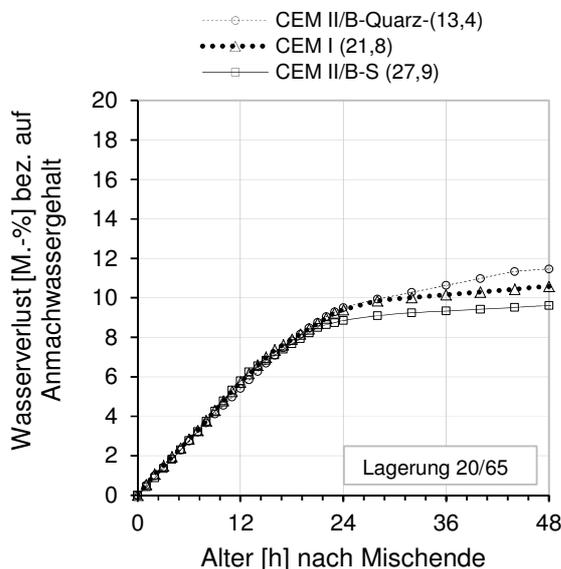


Bild 3.8: Wasserverlust bis zum Alter von 48 h von Beton mit unterschiedlichen Zementen. (Lagerung bei 20 °C und 65 % r. F.).

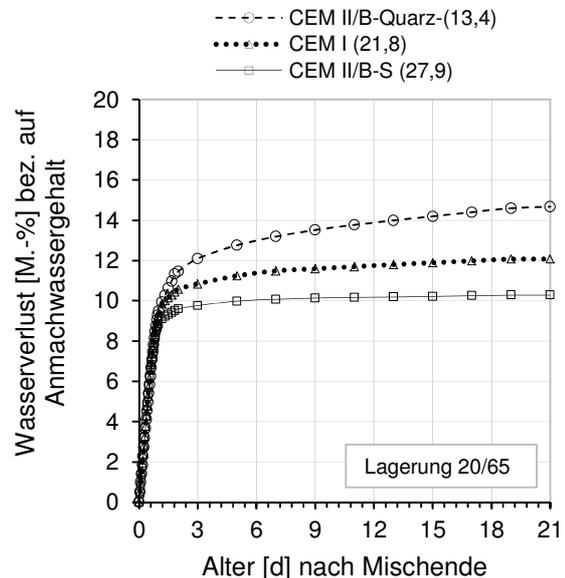


Bild 3.9: Wasserverlust bis zum Alter von 21 d von Beton mit unterschiedlichen Zementen. (Lagerung bei 20 °C und 65 % r. F.).

Eine Erhöhung der Lagerungstemperatur auf 30 °C und eine Verringerung der relativen Luftfeuchtigkeit auf 40 % führt zu einer gesteigerten frühen Wasserabgabe (Bild 3.10 und Bild 3.11). Erwarten würde man, dass bei größerer Anfangswasserabgabe auch eine Zunahme der Gesamtwasserabgabe zu verzeichnen ist. Bild 3.11 zeigt jedoch, dass der Beton unter Verwendung eines Zementes mit hoher Frühfestigkeit eine annähernd gleich große Gesamtwasserabgabe wie bei Lagerung 20/65 aufweist. Dagegen zeigt der Beton CEM I (21,8), der mit einem Zement geringerer Frühfestigkeit hergestellt wurde, einen im Vergleich zur Lagerung 20/65 höheren Gesamtwasserverlust. Die Wasserabgabekurve des Betons CEM I (21,8) zeigt bei der Lagerung 30/40 im Alter von 7 Tagen zudem einen leichten Knick. Dies ist auf die zu diesem Zeitpunkt stattgefundene Umlagerung der Proben in das Klima 20/65 zurückzuführen. Aufgrund der höheren relativen Luftfeuchtigkeit nehmen die Proben Feuchtigkeit aus der Luft auf. Dieser Knick ist etwas schwächer ausgeprägt und auch bei der Lagerung 30/40 und dem Beton CEM II/B-S (27,9) feststellbar.

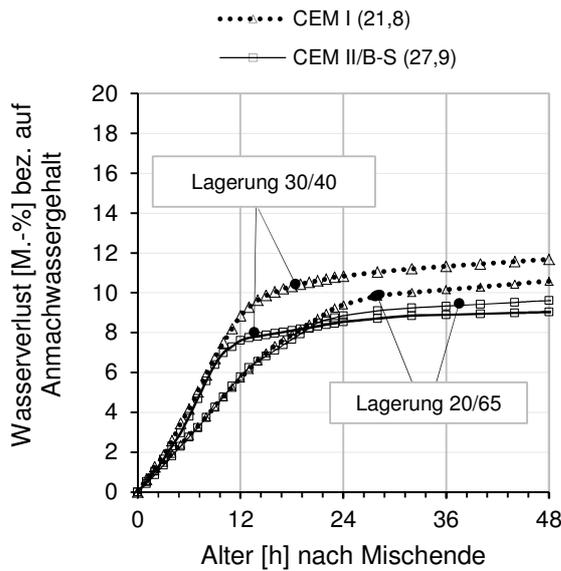


Bild 3.10: Wasserverlust bis zum Alter von 48 h von Beton mit unterschiedlichen Zementen. (Lagerung bei 30°C und 40 % r. F und 20°C und 65 % r. F).

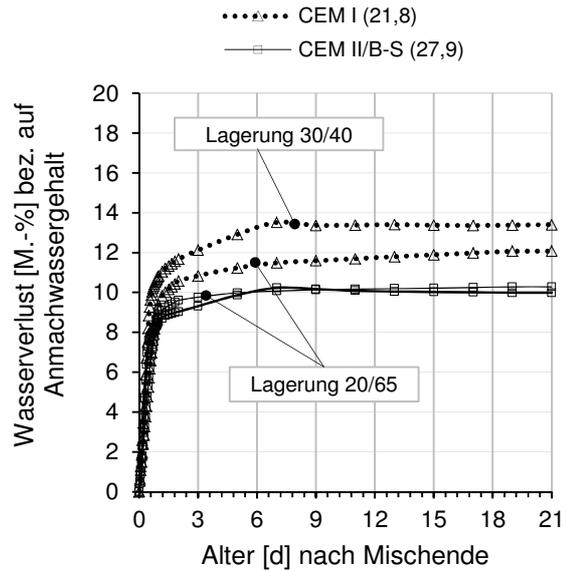


Bild 3.11: Wasserverlust bis zum Alter von 21 d von Beton mit unterschiedlichen Zementen. (Lagerung bei 30°C und 40 % r. F und 20°C und 65 % r. F).

Werden die Proben bei 20°C und 65 % r. F. und einer zusätzlichen Windbelastung gelagert, erfährt die Wasserabgabe einen ähnlichen Effekt wie er durch die Erhöhung der Temperatur auf 30°C und die Absenkung der relativen Luftfeuchtigkeit auf 40 % erreicht wurde, d.h. die frühe Wasserabgabe wird deutlich gesteigert (Bild 3.12 und Bild 3.13). Abweichend von der Lagerung in 30/40 führt eine Windbelastung im Klima 20/65 unabhängig vom verwendeten Zement auch zu einer erhöhten Gesamtwasserabgabe (Bild 3.13). Bei Verwendung eines Zementes mit hoher Frühfestigkeit ist die Zunahme der Gesamtwasserabgabe durch die Windbelastung jedoch geringer ausgeprägt. Im Fall des Betons CEM I (21,8) erhöht die Windbelastung die Gesamtwasserabgabe um 32 % auf einen Gesamtverlust von 16 % des zugegebenen Anmachwassers. Für den gleichen Beton unter Verwendung eines Zementes mit hoher Frühfestigkeit (CEM II/B-S (27,9)) bewirkt die Windbelastung nur eine Zunahme des Gesamtwasserverlustes um 5 %. Dieser Beton verliert im Klima 20/65 mW 11,2 % des Anmachwassers.

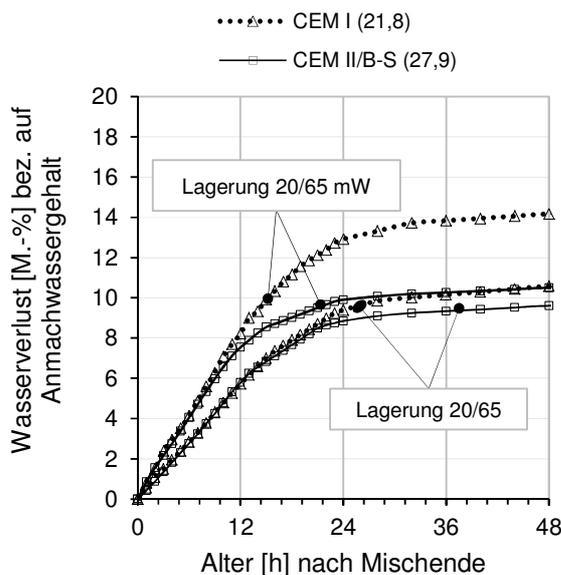


Bild 3.12: Wasserverlust bis zum Alter von 48 h von Beton mit unterschiedlichen Zementen. (Lagerung bei 20°C und 65 % r. F mit und ohne Windbelastung).

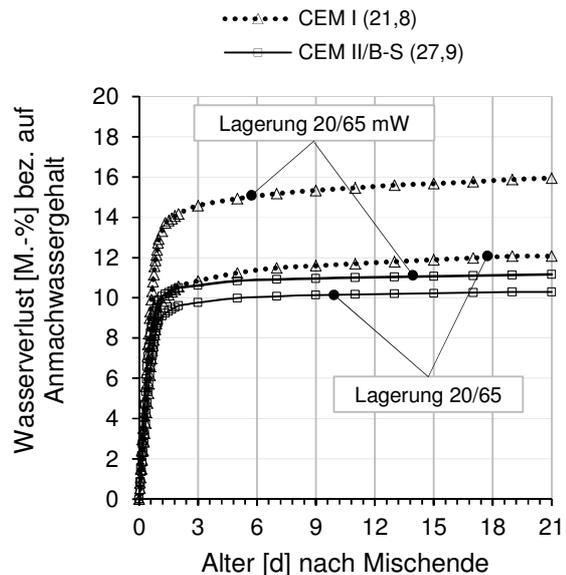


Bild 3.13: Wasserverlust bis zum Alter von 21 d von Beton mit unterschiedlichen Zementen. (Lagerung bei 20°C und 65 % r. F mit und ohne Windbelastung).

Die höchsten Wasserverluste treten erwartungsgemäß bei der Lagerung 30/40 mW auf. Die niedrige relative Luftfeuchtigkeit und die hohe Lagerungstemperatur in Verbindung mit der Windbelastung führen zu einem hohen Anfangsverlust (Bild 3.14). Ein Großteil der Wasserabgabe erfolgt noch während der ersten 12 Stunden. Erneut führen die schärferen Austrocknungsbedingungen vor allem beim Beton unter Verwendung eines Zementes mit geringerer Frühfestigkeit zu einer deutlichen Zunahme der Gesamtwasserabgabe. Im Vergleich zur Lagerung 20/65 wird die Gesamtwasserabgabe für den Beton CEM I (21,8) in der Lagerung 30/40 mW um 61 % gesteigert. Der Gesamtwasserverlust beträgt nun fast 20 % vom verwendeten Anmachwasser. Der Beton CEM II/B-S (27,9) erfährt zwar im Vergleich zur Lagerung bei 20/65 ebenfalls eine Zunahme der Gesamtwasserabgabe um 31 %. Der Verlust an Anmachwasser ist mit 14 % dennoch deutlich niedriger. Trotz zum Teil deutlicher Unterschiede in der Anfangswasserabgabe und auch der Gesamtwasserabgabe weisen alle ermittelten Wasserabgabekurven einen grundsätzlich ähnlichen Verlauf auf. Unabhängig von der Lagerung und vom verwendeten Zement wird ein Großteil der Wasserabgabe innerhalb eines relativ kurzen Zeitraumes abgegeben. Im weiteren Verlauf der Austrocknung ist der Wasserverlust vergleichsweise gering.

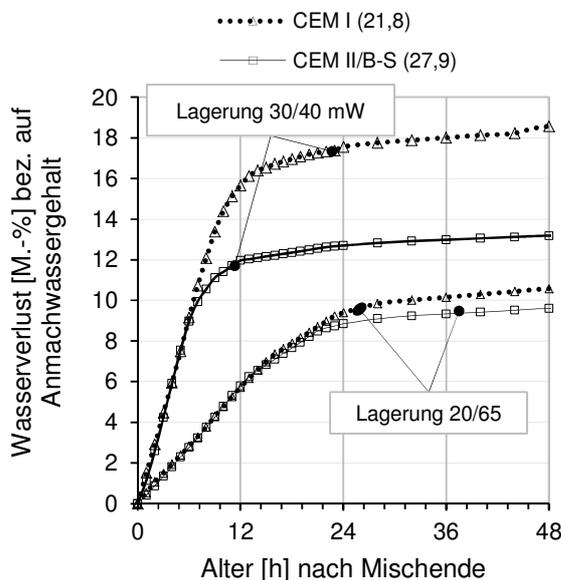


Bild 3.14: Wasserverlust bis zum Alter von 48 h von Beton mit unterschiedlichen Zementen. (Lagerung bei 20°C und 65 % r. F ohne Wind und 30°C und 40 % r. F. mit Wind).

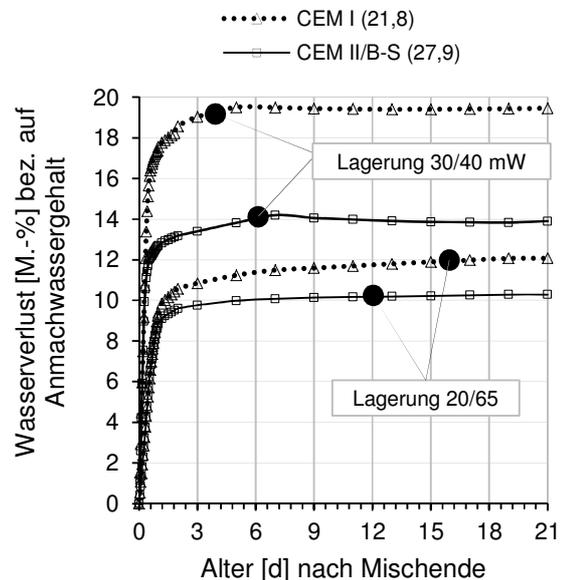


Bild 3.15: Wasserverlust bis zum Alter von 21 d von Beton mit unterschiedlichen Zementen. (Lagerung bei 20°C und 65 % r. F ohne Wind und 30°C und 40 % r. F. mit Wind).

Die Bilder Bild 3.8 bis 3.15 lassen einen deutlichen Einfluss der Frühfestigkeit des verwendeten Zementes auf die Wasserabgabe von Beton erkennen. Dass aber neben der Frühfestigkeit auch noch andere Einflussgrößen vorhanden sein müssen, zeigen Bild 3.16 und Bild 3.17. Der Zement für die Herstellung von Beton CEM III/A (19,9) weist eine 2 d-Druckfestigkeit von 19,9 N/mm<sup>2</sup> auf. Trotz geringerer Frühfestigkeit und ansonsten gleicher Bedingungen weist dieser Beton im Vergleich zum Beton CEM I (21,8) eine geringere Gesamtwasserabgabe auf. Wie später noch gezeigt wird, übt neben den klimatischen Bedingungen und der Frühfestigkeit des verwendeten Zementes auch die Kornverteilung der Zemente einen Einfluss auf die Wasserabgabe von jungem Beton aus.

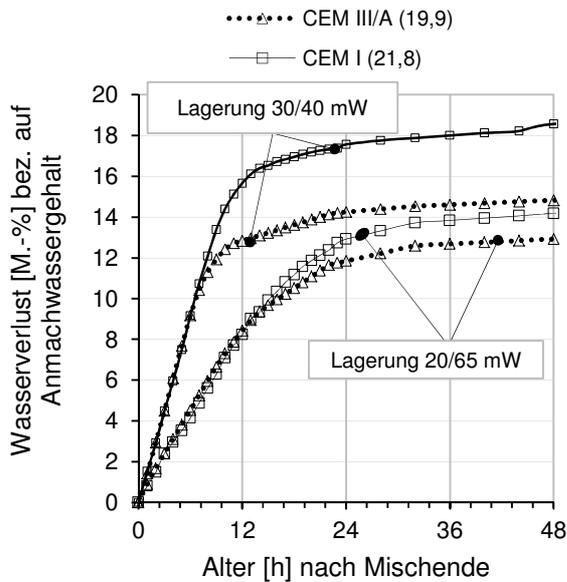


Bild 3.16: Wasserverlust bis zum Alter von 48 h von Beton mit unterschiedlichen Zementen. (Lagerung bei 20°C und 65 % r. F und 30°C und 40 % r. F. mit Wind).

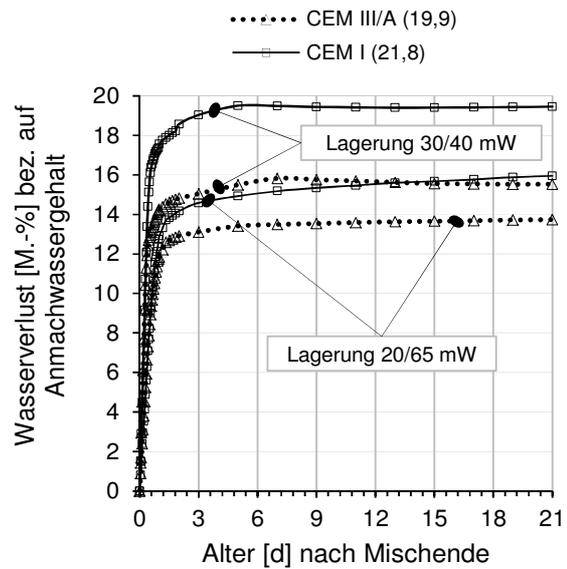


Bild 3.17: Wasserverlust bis zum Alter von 21 d von Beton mit unterschiedlichen Zementen. (Lagerung bei 20°C und 65 % r. F und 30°C und 40 % r. F. mit Wind).

### 3.3.2 Elektrolytischer Widerstand von jungem Beton ohne Nachbehandlung

In Bild 3.18 ist die relative Änderung des elektrolytischen Widerstandes in der Betonrandzone bis zu einem Alter von 24 h aufgetragen. Aufgrund der Anordnung der Oberflächenelektrode (OFE) in der Betonrandzone spiegeln die aufgenommenen Ergebnisse die Entwicklung des Feuchtigkeitsgehaltes in der unmittelbaren Randzone wider. Anhand der Kurvenverläufe wird deutlich, dass sich der elektrolytische Widerstand in der Betonrandzone unmittelbar nach dem Einbringen des Betons nicht oder nur sehr wenig ändert. Im Anschluss an diese mehrstündige Phase der geringfügigen Änderungen steigt der elektrolytische Widerstand dann sehr schnell an. Bei Betonen, die mit Zementen hoher Frühfestigkeit hergestellt wurden, setzt der Abschnitt mit einer deutlichen Zunahme des elektrolytischen Widerstandes früher ein. Eine Windbelastung bzw. höhere Lagerungstemperaturen führen ebenfalls dazu, dass der elektrolytische Widerstand frühzeitig ansteigt (Bild 3.19 und Bild 3.18).

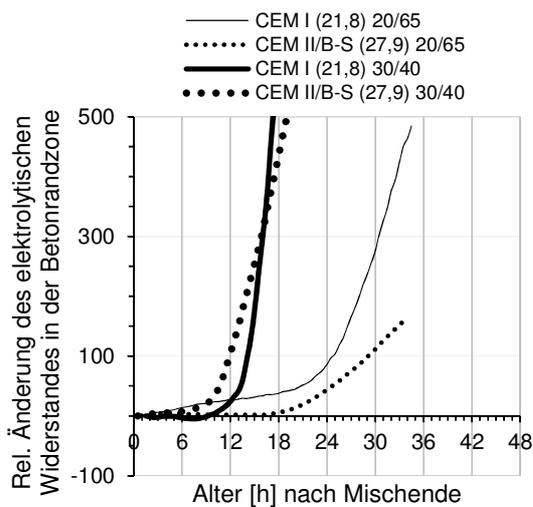


Bild 3.18: Relative Änderung des elektrolytischen Widerstand gemäß Gl. 3.1. Messung mittels OFE in der Betonrandzone. Beton mit unterschiedlichen Zementen bei Lagerung 20/65 und 30/40.

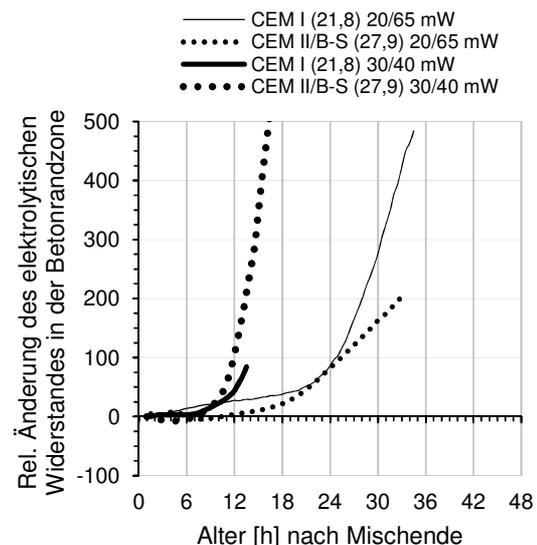


Bild 3.19: Relative Änderung des elektrolytischen Widerstand gemäß Gl. 3.1. Messung mittels OFE in der Betonrandzone. Beton mit unterschiedlichen Zementen bei Lagerung 20/65 mW und 30/40 mW.

### 3.3.3 Wasserabgabe von jungen Beton – mit Nachbehandlungsmaßnahmen

In Bild 3.20 bis Bild 3.23 sind die Wasserverluste der Betone CEM II/B-S (16,8) und CEM II/B-S (26,5) bei verschiedenen Nachbehandlungsvarianten dargestellt. Es handelt sich dabei um Betone, die mit einem Zement geringer bzw. hoher 2d – Druckfestigkeit hergestellt wurden. Der Wasserverlust wird in Prozent bezogen auf den vorhandenen Anmachwasser-gehalt angegeben. Der Kurvenverlauf für die Nachbehandlungsvariante 5d feucht zeigt in der Zeit, in der die Proben mit Sand beschichtet waren eine Lücke, da die Wägungen erst nach dem Entfernen des Sandes wieder fortgeführt werden konnten.

Durch die Anwendung eines Nachbehandlungsmittels (hier: NBM 1) verringert sich relativ unabhängig vom gewählten Auftragszeitpunkt und des verwendeten Zementes die Gesamtwasserabgabe um etwa 50 - 60 %. Unter Verwendung der verschiedenen Nachbehandlungsmittel und Betone gaben die nachbehandelten Proben bis zu einem Alter von 21 d insgesamt zwischen 35 bis 63 % weniger Wasser ab. Die zum optimalen Zeitpunkt mit NBM besprühten Proben zeigen im Vergleich zu den früh nachbehandelten Proben nur eine geringfügig geringere Gesamtwasserabgabe. Dies überrascht, da der optimale Auftragszeitpunkt eigentlich als der Zeitpunkt gilt, für den die Gesamtwasserabgabe am geringsten ist. Interessant ist, dass eine absperrende Wirkung des Nachbehandlungsmittels für beide Auftragszeitpunkte in etwa zur gleichen Zeit eintritt. Der Zeitpunkt, zu dem eine Wirkung des Nachbehandlungsmittels erkennbar ist, liegt im Bereich des optimalen Auftragszeitpunktes (gemäß Lackmustest). Dies verdeutlichen auch die in Tabelle 3.9 angegebenen Sperrkoeffizienten. Der integrale Sperrkoeffizient  $S_{0-24h}$  (mit Berücksichtigung der anfänglichen Wasserabgabe) ist für den frühen und optimalen Auftragszeitpunkt annähernd gleich. Der Sperrkoeffizient  $S_{xh-24h}$ , der nur die Wasserabgabe nach dem Nachbehandlungsmittelauftrag berücksichtigt, ist für den optimalen Auftragszeitpunkt deutlich höher. Je länger der Betrachtungszeitraum für die Berechnung des Sperrkoeffizienten gewählt wird, desto geringer wird die Sperrwirkung. Dies gilt für beide Auftragszeitpunkte und ist darauf zurückzuführen, dass die mit Nachbehandlungsmitteln besprühten Proben im Vergleich zu den unbehandelten Proben mit zunehmendem Alter mehr Wasser verlieren.

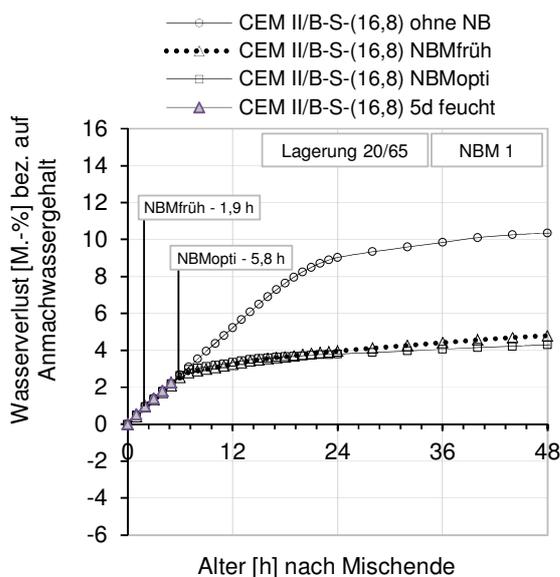


Bild 3.20: Wasserverlust bis zum Alter von 48 h bei verschiedenen Nachbehandlungsvarianten. Beton mit Zement geringer Frühfestigkeit (CEM II/B-S (16,8)).

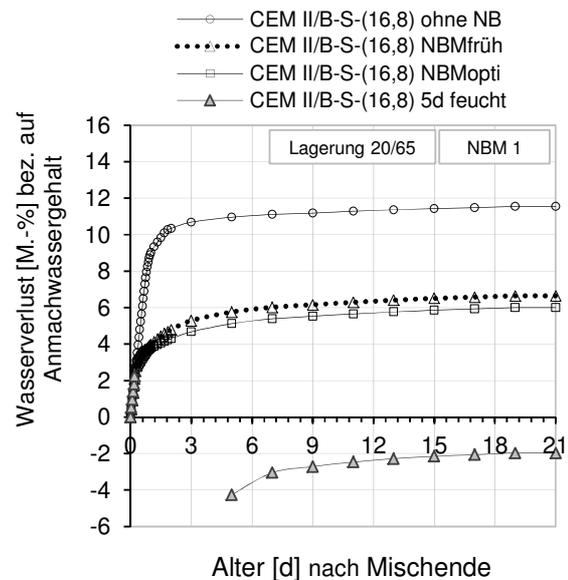


Bild 3.21: Wasserverlust bis zum Alter von 21 d bei verschiedenen Nachbehandlungsvarianten. Beton mit Zement geringer Frühfestigkeit (CEM II/B-S (16,8)).

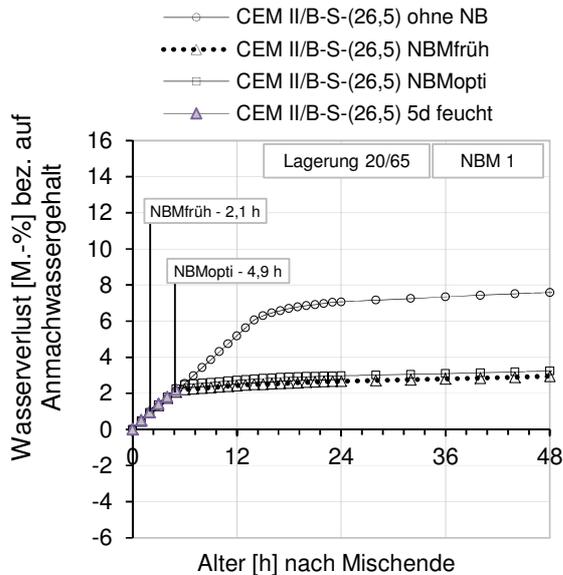


Bild 3.22: Wasserverlust bis zum Alter von 48 h bei verschiedenen Nachbehandlungsvarianten. Beton mit Zement hoher Frühfestigkeit (CEM II/B-S (26,5)).

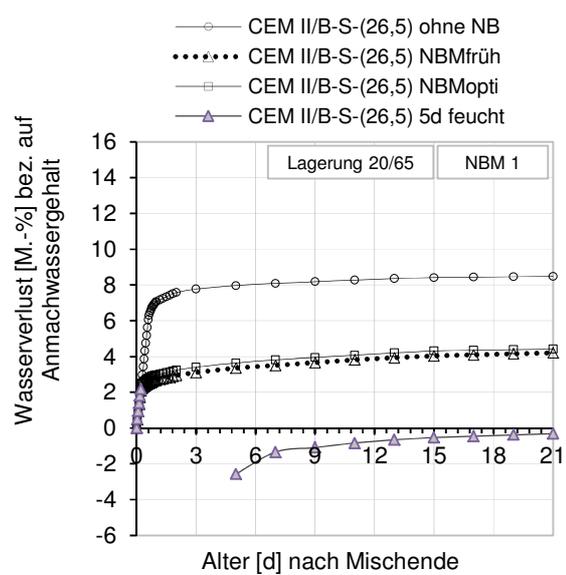


Bild 3.23: Wasserverlust bis zum Alter von 21 d bei verschiedenen Nachbehandlungsvarianten. Beton mit Zement hoher Frühfestigkeit (CEM II/B-S (26,5)).

Die in Tabelle 3.9 angegebenen Sperrkoeffizienten für den optimalen Auftragszeitpunkt lassen erkennen, dass das NBM 2 stets die höchste Sperrwirkung erreicht. Die geringste Sperrwirkung wird mit dem NBM 1 erreicht. Neben den Nachbehandlungsmitteln ist auch ein Einfluss des verwendeten Zementes auf die erreichte Sperrwirkung erkennbar. Obwohl für die Nachbehandlungsvarianten NBMopti der Auftrag stets zum mattfeuchten Zeitpunkt gemäß Lackmüstest (Tabelle 3.9, 2. Spalte) und damit auf eine objektiv ähnlichen Betonoberfläche erfolgte, sind je nach verwendetem Zement zum Teil deutliche Unterschiede in der Sperrwirkung zu erkennen.

Tabelle 3.9: Sperrkoeffizienten bei Anwendung von verschiedenen Nachbehandlungsmitteln und unterschiedlichen Betonen (Lagerung 20/65).

Betonbezeichnung	t <sub>mattfeucht</sub> [h]	NBMfrüh (NBM 1)				NBMopti (NBM 1)				NBMopti (NBM 2)				NBMopti (NBM 3)			
		S <sub>0-24</sub>	S <sub>xh-24</sub>	S <sub>0d-21d</sub>	S <sub>1d-21d</sub>	S <sub>0-24</sub>	S <sub>xh-24</sub>	S <sub>0d-21d</sub>	S <sub>1d-21d</sub>	S <sub>0-24</sub>	S <sub>xh-24</sub>	S <sub>0d-21d</sub>	S <sub>1d-21d</sub>	S <sub>0-24</sub>	S <sub>xh-24</sub>	S <sub>0d-21d</sub>	S <sub>1d-21d</sub>
Sperrkoeffizient [%] gemäß Gl. 2.3, Gl. 2.4 bzw. Gl. 2.5																	
CEM II/B-Quarz-(13,4)	5,9	66	<b>73</b>	52	26	63	<b>88</b>	46	15								
CEM II/B-S-(16,8)	5,8	62	<b>69</b>	38	-6	64	<b>89</b>	42	13								
CEM III/A (19,9)	5,4					57	<b>86</b>	47	-6	70	<b>100</b>	63	23	60	<b>88</b>	52	7
CEM I (21,8)	8,1					57	<b>89</b>	41	-16	68	<b>101</b>	56	17	64	<b>93</b>	48	-5
CEM I (23,0)	3,9	54	<b>62</b>	38	-38	53	<b>76</b>	37	-41								
CEM II/B-S (25,0)	6,1					50	<b>74</b>	35	-48	60	<b>88</b>	44	-41	55	<b>80</b>	40	-41
CEM II/B-S (26,5)	4,9	70	<b>82</b>	57	-9	65	<b>96</b>	54	-4								
CEM I (27,4)	6,0					54	<b>85</b>	36	-41	65	<b>93</b>	46	-31	59	<b>87</b>	40	-39
CEM II/B-S (27,9)	6,5					57	<b>80</b>	43	-37	68	<b>92</b>	56	-19	65	<b>87</b>	52	-21

- S<sub>0-24h</sub> - Sperrkoeffizient im Zeitraum Mischende bis zum Alter von 24 Stunden (integraler Sperrkoeffizient)
- S<sub>xh-24h</sub> - Sperrkoeffizient im Zeitraum Auftrag des NBM bis zum Alter von 24 h (Sperrkoeffizient gem. TL NBM-StB 09)
- S<sub>0d-21d</sub> - Sperrkoeffizient im Zeitraum Mischende bis zum Alter von 21 Tagen
- S<sub>1d-21d</sub> - Sperrkoeffizient im Zeitraum von 1 Tag bis zum Alter von 21 Tagen

Die ab dem Zeitpunkt der Mattfeuchte (gemäß Lackmüstest) bis zum 5. Tag durchgeführte Nachbehandlung mit gesättigtem Sand führt dazu, dass die Proben, nach einem anfänglichen Wasserverlust von ca. 2 % bez. auf den Anmachwassergehalt, erneut Wasser aufnehmen. Die aufgenommene Wassermenge beträgt zwischen 4 und 8 % der ursprünglich zugegebenen Anmachwassermenge, so dass die Proben nach der Nachbehandlung deutlich mehr Wasser enthalten als unmittelbar nach der Herstellung. Bezieht man die aufgenommene Wassermenge auf das Betonvolumen, dann nehmen die Proben zwischen 0,2 bis 1,6 Vol.-% Wasser aus dem Sand auf. Nach dem Entfernen des feuchten Sandes verliert der Beton

wieder Wasser an die Umgebung, wobei die Wasserabgabe im Vergleich zu frischen Betonproben deutlich geringer ist. Deshalb enthält der mit feuchtem Sand nachbehandelte Beton im Alter von 21 Tagen immer noch mehr Wasser, als ihm an Anmachwasser zugegeben wurde.

### 3.3.4 Elektrolytischer Widerstand von jungem Beton mit Nachbehandlung

Die Wirkung der verschiedenen Nachbehandlungsvarianten auf die Änderung des elektrolytischen Widerstandes in der Betonrandzone zeigen Bild 3.24 bis Bild 3.26. Für die Variante ohne Nachbehandlung (ohneNB) wurden dabei zum Teil bis zu drei Proben mit den OF-Elektroden hergestellt. Die Kurvenverläufe aus diesen Mehrfachmessungen sind ohne Mittelwertbildung dargestellt. Die insbesondere im frühen Alter deckungsgleichen Kurven verdeutlichen, dass mittels der OFE eine reproduzierbare Bestimmung des elektrolytischen Widerstandes möglich ist. Erwähnt werden muss noch, dass die hier dargestellten Messungen mit dem manuellen Messgerät erfolgten. In Bild 3.26 sind beispielhaft die Messzeitpunkte markiert. Aufgrund der manuellen Messungen konnte eine Messdichte von einem Messwert je 30 min nicht gewährleistet werden. Der Kurvenverlauf stellt sich deshalb zum Teil weniger gleichmäßig dar. Für die anderen Messungen wurde auf eine Markierung der Einzelmesswerte aus Gründen der besseren Lesbarkeit verzichtet.

Um die Unterschiede zwischen den verschiedenen Nachbehandlungsvarianten deutlich zu machen, werden Kurvenverläufe vergleichend in einem Diagramm dargestellt. Wie schon in Abschnitt 3.3.2 erläutert, tritt im sehr jungen Betonalter nur eine geringe Änderung des elektrolytischen Widerstandes in der Betonrandzone auf. Die Verläufe in Bild 3.24 bis Bild 3.26 zeigen, dass die Nachbehandlungsvarianten im sehr jungen Alter kaum einen Einfluss auf den elektrolytischen Widerstand ausüben. Obwohl die Nachbehandlungsmaßnahmen in einem Alter zwischen zwei bis max. acht Stunden nach Mischende erfolgten, können Unterschiede in der Entwicklung des elektrolytischen Widerstandes erst später festgestellt werden. Für die Lagerung 20/65 gilt, je schneller die Festigkeitsentwicklung des Betons, desto eher werden Unterschiede zwischen den verschiedenen Nachbehandlungsvarianten erkennbar. Proben, die mit Nachbehandlungsmitteln besprüht werden, zeigen über die Zeit eine gleichmäßige Zunahme des elektrolytischen Widerstandes, die Steigerung des elektrolytischen Widerstandes fällt jedoch im Vergleich zu den nicht nachbehandelten Proben deutlich geringer aus. Ein Einfluss des Auftragszeitpunktes kann nicht festgestellt werden. Werden die Proben für 5 Tage permanent feucht gehalten, zeigt sich nur noch eine geringe Zunahme des elektrolytischen Widerstandes. Die in Bild 3.24 und Bild 3.25 erkennbare sprunghafte Zunahme des relativen elektrolytischen Widerstandes ist auf das Aufbringen des feuchten Sandes zurückzuführen. Die damit verbundene Temperatursenkung führt zu einer Steigerung des elektrolytischen Widerstandes. Da für diese Versuche keine Temperaturmessung durchgeführt wurde, war eine Kompensation des Temperatureinflusses nicht möglich.

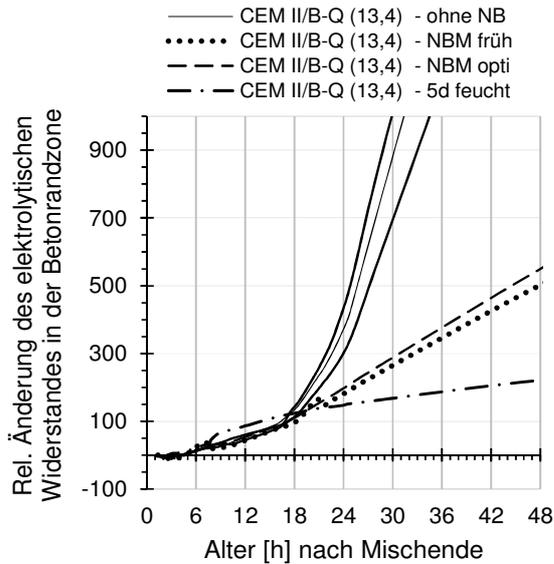


Bild 3.24: Relative Änderung des elektrolytischen Widerstandes im jungen Alter bei verschiedenen Nachbehandlungsvarianten. Beton CEM II/B-Q (13,4) und Lagerung 20/65.

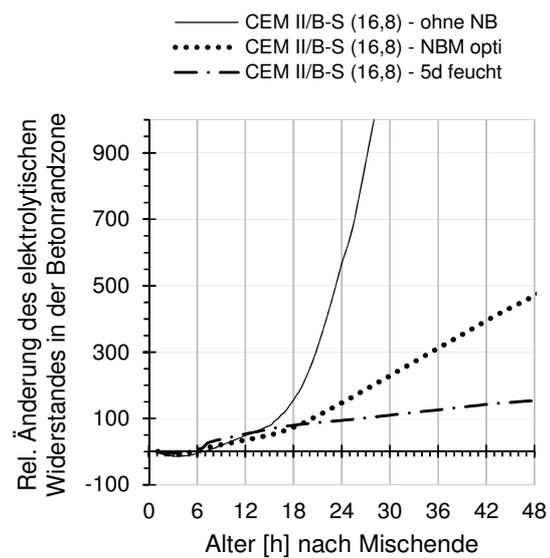


Bild 3.25: Relative Änderung des elektrolytischen Widerstandes im jungen Alter bei verschiedenen Nachbehandlungsvarianten. Beton CEM II/B-S (16,8) und Lagerung 20/65.

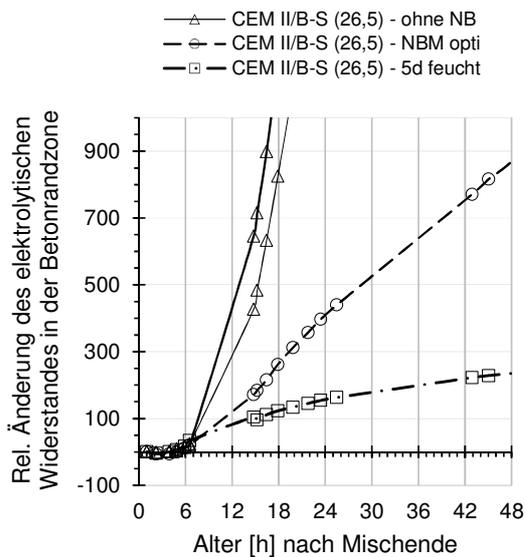


Bild 3.26: Relative Änderung des elektrolytischen Widerstandes im jungen Alter bei verschiedenen Nachbehandlungsvarianten. Beton CEM II/B-S (26,5) und Lagerung 20/65 (da hier keine kontinuierliche Messung stattfand erfolgt die Darstellung mit Messzeitpunkten).

### 3.4 Diskussion und Ableitung eines Modells

#### 3.4.1 Austrocknung von jungem Beton ohne Nachbehandlung

Die in Abschnitt 3.3.1 dargestellten Diagramme zur Wasserabgabe zeigen, dass die Austrocknung des jungen Betons, gemessen an der Höhe der Gesamtwasserabgabe, eine deutliche Abhängigkeit von den herrschenden Klimabedingungen und des verwendeten Zementes aufweist. Gleichzeitig zeigt aber der zeitliche Verlauf der Wasserabgabe für alle durchgeführten Versuche eine große Ähnlichkeit. Analog der Austrocknung von kapillarporösen Stoffen lässt sich für konstante Lagerungsbedingungen ein prinzipieller zeitlicher Verlauf der Wasserabgabe vom jungen Beton ableiten, an dem markante Zeitpunkte und Phasen der

Wasserabgabe ablesbar sind (Bild 3.27). Im Bild 3.28 sind die verschiedenen Phasen und ihre Auswirkungen auf das Zementsteingefüge schematisch dargestellt.

In der ersten Phase der Wasserabgabe gibt der Beton pro Zeiteinheit eine konstante Wassermenge an die Umgebung ab. Der an der Oberfläche stattfindende Wasserverlust kann aufgrund der hohen Feuchteleitfähigkeit des jungen Betons durch kapillares Saugen aus tieferen Schichten des Gefüges ausgeglichen werden. Die erste Phase der Wasserabgabe wird deshalb im Weiteren als Kapillarphase bezeichnet. Da durch die Nachlieferung von Wasser an die Oberfläche stets ein nahezu gesättigtes Gefüge an der Betonoberfläche vorliegt, wird die Wasserabgaberate innerhalb der Kapillarphase ausschließlich von den äußeren Klimabedingungen und der Temperatur der Betonoberfläche bestimmt. Da unter Laborbedingungen diese Einflüsse konstant sind, liegt eine konstante Abgaberate vor<sup>11</sup>. Das notwendige Wasser zum Ausgleich des Verdunstungsverlustes wird aus den größten mit Feuchtigkeit gefüllten Poren des Kapillarsystems gesaugt (z. B. Zwickelwasser und grobe Kapillaren). Der Radius der gerade in der Entleerung befindlichen Poren bestimmt den kapillaren Unterdruck der im gesamten Porensystem herrscht. Ist sämtliches Wasser aus den Poren einer bestimmten Größe kapillar abtransportiert, wird das Wasser aus den nächst kleineren, mit Wasser gefüllten Poren gesaugt. Dies ist mit einer Erhöhung des kapillaren Unterdrucks im Betongefüge verbunden. Je mehr Poren vollständig entleert sind, desto größere Umwege muss das Wasser für die weitere Umverteilung zurücklegen. Je mehr große Poren mit der höchsten Transportfähigkeit bereits entleert sind, desto stärker muss der Wassertransport über die feineren Poren, mit geringerer Transportfähigkeit (Volumen pro Zeiteinheit) erfolgen. Schließlich führt auch die stattfindende Hydratation des Zementes zu einer Gefügeverfeinerung mit den beschriebenen Auswirkungen auf die Transportfähigkeit des Betons. Die Kapillarphase endet, wenn die Feuchteleitfähigkeit des Betons soweit abgenommen hat, dass nicht mehr genügend Feuchtigkeit an die Oberfläche transportiert werden kann, um den Verdunstungsverlust auszugleichen. Krischer [48] bezeichnet diesen Punkt als Abknickzeitpunkt  $t_{kn}$ . Bis zum Erreichen des Zeitpunktes  $t_{kn}$  fand bei den hier durchgeführten Untersuchungen zwischen 51 bis 67 % der Gesamtwasserabgabe statt. Die Dauer der ersten Phase lag in den hier diskutierten Versuchen zwischen 5,3 und 19 Stunden. Das heißt, dass gemäß der Ausführungen zum Ablauf der Kapillarphase nach etwa 5,3 bis 19 Stunden die Transportfähigkeit des Betongefüges soweit abgenommen hatte, dass die Verdunstungsrate über einer gesättigten Oberfläche nicht mehr ausgeglichen werden konnte. Die Ursachen dafür können jedoch sehr unterschiedlich sein. Das Ende der Kapillarphase wird umso schneller erreicht, desto höher die Verdunstungsrate ist, desto schneller es durch die Hydratation des Zementes zu einer Gefügeverdichtung kommt und desto feiner das Kapillarporensystem des Betons nach dem Anmischen ist. Einen weiteren Einfluss auf die Dauer der Kapillarphase besitzt die Höhe der austrocknenden Betonschicht. Bei sehr dünnen Schichten ist das zur Umverteilung zur Verfügung stehende Wasservolumen gering, so dass sehr schnell viele Poren entleert werden. Dies führt zu einer Abnahme der Feuchteleitfähigkeit und damit zu einem vergleichsweise frühen Ende der Kapillarphase. Sinkt die Feuchtigkeitstransportrate unter die Verdunstungsrate werden die Poren der äußeren Betonrandzone soweit entleert, bis sie mit den umgebenden Bedingungen im Gleichgewicht stehen - es beginnt die 2. Phase der Wasserabgabe. Eine Kapillarleitung von Wasser ist in der ausgetrockneten Oberflächenzone nicht mehr möglich. Alles weitere Wasser, das der Beton an die Umgebung abgibt, muss deshalb durch Diffusion durch diese Schicht an die Umgebung abgegeben werden. Da die ausgetrocknete Zone zu Beginn der Phase 2 sehr dünn ist, wird dem Wasser nur ein geringer Diffusionswiderstand entgegengesetzt. Dies führt dazu, dass die Wasserabgaberate zunächst nur langsam geringer wird. Das Betongefüge unmittelbar unter der dünnen ausge-

<sup>11</sup> Bei Verwendung von schnell reagierenden Zementen oder hohen Frischbeton- bzw. Lagerungstemperaturen, ist ein geringer Einfluss aus der Hydratationswärmeentwicklung vorhanden. Die Hydratationswärme bewirkt einen zusätzlichen Energieeintrag, der zu einer stärkeren Wasserabgabe führt.

trockneten Oberflächennzone ist deshalb weiterhin auf eine Umverteilung durch Kapillarleitung aus dem restlichen Gefüge angewiesen. Da die 2. Phase sowohl durch Diffusions- und Kapillartransportvorgänge geprägt ist, wird diese Phase im Folgenden Übergangsphase genannt. Im Laufe der Übergangsphase wird die kapillare Umverteilung durch den weiteren Wasserverlust und die Gefügeverdichtung immer weiter erschwert, so dass immer mehr Poren im oberflächennahen Bereich entwässert werden. Durch das Entleeren vieler Poren sinkt die relative Luftfeuchtigkeit innerhalb dieser Zone ab, wodurch die Hydratation des Zementes gebremst wird. Dies führt dazu, dass sich das Gefüge im Randbereich im Vergleich zum Kernbereich nun langsamer verfeinert. Da Wasser stets aus größeren Poren in die feineren Poren gesaugt werden kann, die Randzone im Vergleich zur Kernzone gröber bleibt, wird die Randzone mehr und mehr von der Kapillarleitung aus dem Kernbereich abgeschnitten. Die ausgetrocknete Zone setzt sich auf diese Weise soweit ins Innere fort, bis ihr Diffusionswiderstand aufgrund ihrer Dicke so hoch ist, dass nur noch geringe Mengen an Wasser an die Umgebung abgegeben werden können. Nun beginnt die 3. Phase der Wasserabgabe, die Diffusionsphase genannt wird, da stattfindende Transportvorgänge hauptsächlich auf Diffusion beruhen. Im Vergleich zum Übergang zwischen Kapillar- und Übergangsphase fällt die Trennung zwischen Übergangsphase und Diffusionsphase deutlich schwerer. Da bereits zum Ende der Übergangsphase nur noch sehr geringe Wassermengen abgegeben werden, kann der Übergang zur Diffusionsphase nicht anhand eines Knickes im Kurvenverlauf erkannt werden. Eine belastbare Angabe des Endes der Übergangsphase ist deshalb nicht möglich. Bei den hier durchgeführten Untersuchungen war im Alter von 3 Tagen nach Mischende die Wasserabgabe sehr niedrig. Bis zu diesem Zeitpunkt fanden bereits 89 – 97 % der ermittelten Gesamtwasserabgabe statt.

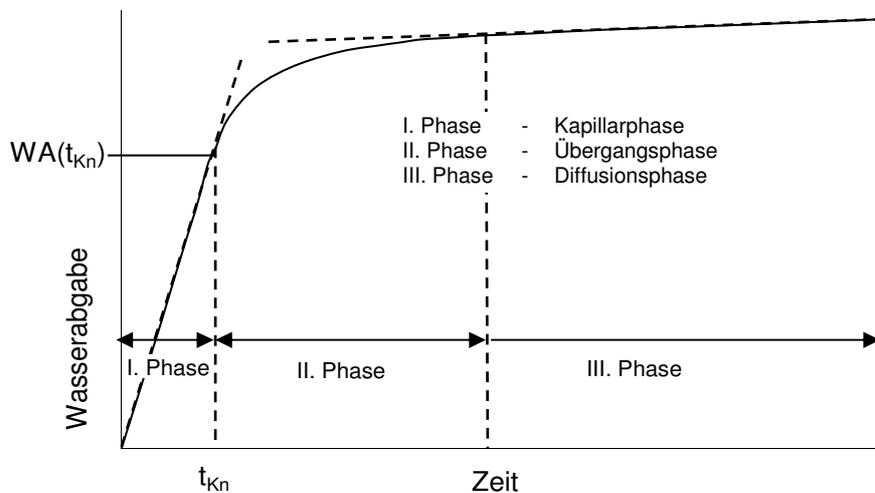


Bild 3.27: Schematische Darstellung der zeitlichen Wasserabgabe von jungem Beton bei konstanten Klimabedingungen. Unabhängig von den anstehenden Klimabedingungen lässt sich die Wasserabgabe in 3 Phasen einteilen.

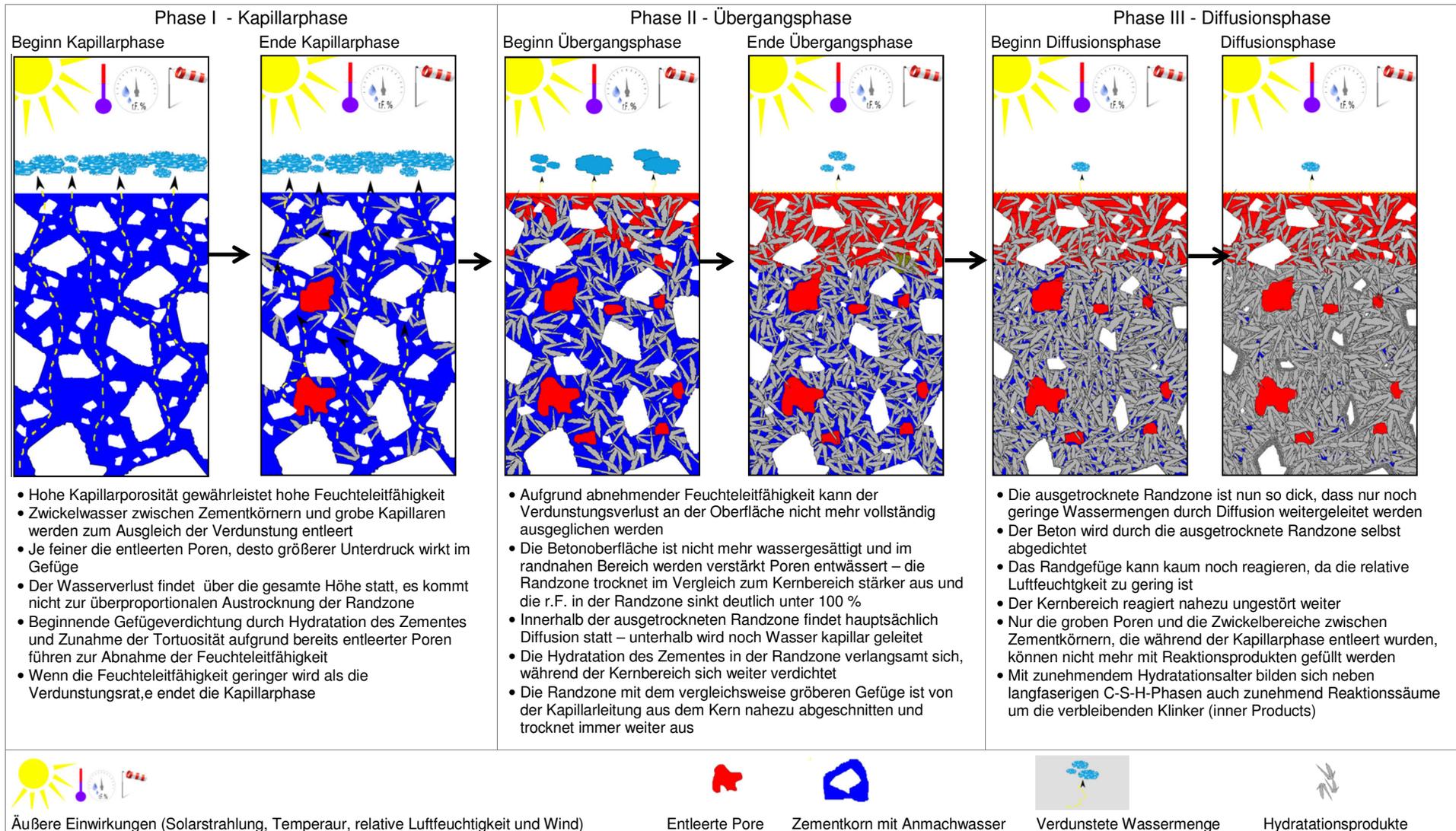


Bild 3.28: Schematische Darstellung und Erläuterung der verschiedenen Phasen während der Wasserabgabe bzw. Austrocknung von jungem Beton.

Ein Kernpunkt des oben beschriebenen prinzipiellen Verlaufs der Wasserabgabe ist die These, dass die Wasserabgabe während der Kapillarphase zu einer nahezu gleichmäßigen Austrocknung über die Tiefe führt und erst nach Ende der Kapillarphase eine deutliche Austrocknung der Betonrandzone auftreten kann. Diese These kann durch die gemeinsame Betrachtung der Wasserabgabe und der relativen Änderung des elektrolytischen Widerstandes untermauert werden. Dazu sind in Bild 3.29 und Bild 3.30 exemplarisch die Wasserabgabe und die rel. Änderung des elektrolytischen Widerstandes in der Betonrandzone in einem Diagramm dargestellt. Diesen Diagrammen liegen online-Messungen der Wasserabgabe und des elektrolytischen Widerstandes zugrunde. Auf diese Weise ist ein stetiger Kurvenverlauf für eine Auswertung gegeben. Es ist erkennbar, dass mit dem Ende der Kapillarphase (Abweichung der Wasserabgabekurve von der Geraden) ein starker Anstieg des elektrolytischen Widerstandes in der Betonrandzone einhergeht. Theoretisch kann deshalb auch die Messung des elektrolytischen Widerstandes zur Bestimmung des Wechsels von Kapillarphase in die Übergangsphase genutzt werden. Dabei ist zu beachten, dass trotz des besonderen Aufbaus der Oberflächenelektrode auch Bereiche in einigen Millimetern Tiefe erfasst werden. Ferner können Einflüsse, die sich aus einem eventuell unterschiedlichen Gehalt an größeren Körnern im Feinmörtel zwischen den Elektrodenflächen ergeben, nicht ausgeschlossen werden (siehe Abschnitt 3.2.7). Deshalb sind bei der Bestimmung des Abknickzeitpunktes  $t_{kn}$  anhand der Wasserabgabekurven bzw. der rel. Änderung des elektrolytischen Widerstandes unterschiedliche Ergebnisse möglich. Eine Gegenüberstellung der mittels der beiden Varianten bestimmten Abknickzeitpunkte  $t_{kn}$  in Bild 3.31 macht deutlich, dass die Messung des elektrolytischen Widerstandes einen tendenziell späteren Abknickzeitpunkt ergibt.

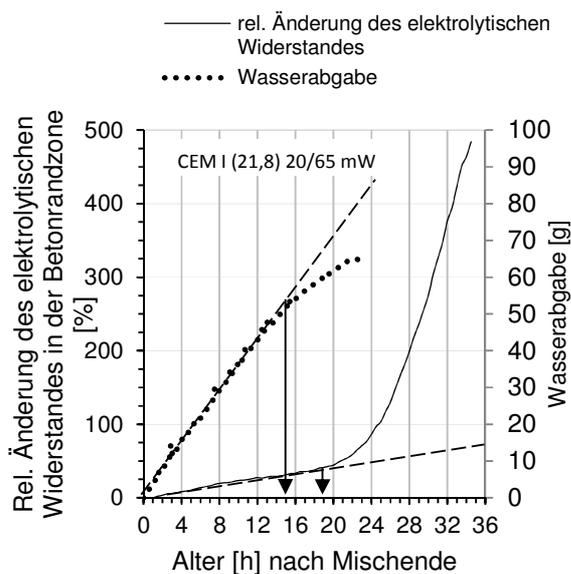


Bild 3.29: Relative Änderung des elektrolytischen Widerstandes im jungen Alter bei verschiedenen Nachbehandlungsvarianten. Beton CEM I (21,8) und Lagerung 20/65 mW.

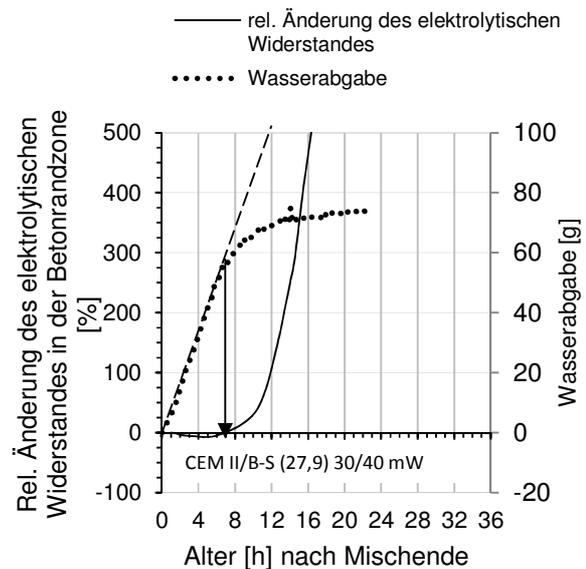


Bild 3.30: Relative Änderung des elektrolytischen Widerstandes im jungen Alter bei verschiedenen Nachbehandlungsvarianten. Beton CEM II/B-S (27,9) und Lagerung 30/40 mW.

Wie gezeigt werden konnte, ist der Zeitpunkt  $t_{kn}$  für die Betonoberfläche ein kritischer Punkt, da jede weitere Wasserabgabe zu einem verstärkten Austrocknen der Randzone führt. Vor diesem Hintergrund ist es wichtig, die Zusammenhänge zwischen dem Abknickzeitpunkt und den Auswirkungen auf das Betongefüge in Erfahrung zu bringen. Zunächst gilt es die wichtigsten Einflussfaktoren, die auf den Zeitpunkt  $t_{kn}$  wirken, herauszuarbeiten. Bereits aus den Diagrammen in Abschnitt 3.3.1 war ein Einfluss der Frühfestigkeit des verwendeten Zementes zu erkennen. Bild 3.32 verdeutlicht, dass die Gefügeentwicklung des Zementes einen großen Einfluss auf die Länge der Kapillarphase bzw. den Abknickzeitpunkt besitzt. Es zeigt die Wasserabgabe des Betons CEM I (23,0) während der Lagerung 20/65 im Vergleich zu

einem Versuch bei dem das Zementvolumen zu 100 % durch inertes Kalksteinmehl ersetzt wurde. Aufgrund der fehlenden Bildung von Reaktionsprodukten zeigt das Gemisch ohne Zement eine deutlich längere Kapillarphase. Die Schwankungen im Kurvenverlauf sind auf geringe Änderung der Klimabedingungen im Klimaraum zurückzuführen. Aus diesem Grund lässt sich ein Ende der Kapillarphase nur schwer feststellen. Der Verlust von ca. 40 % des Anmachwassers im Alter von 5 Tagen zeigt jedoch, dass ohne eine Gefügeverdichtung eine sehr ausgeprägte Kapillarphase auftritt.

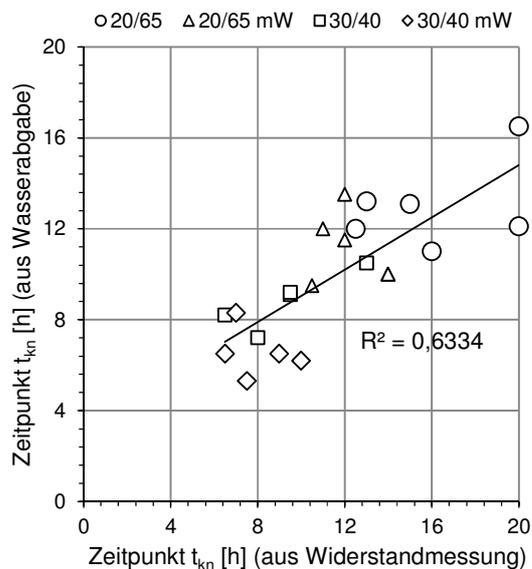


Bild 3.31: Gegenüberstellung der ermittelten Zeitpunkte  $t_{kn}$  aus Messungen zur Wasserabgabe und des elektrolytischen Widerstandes.

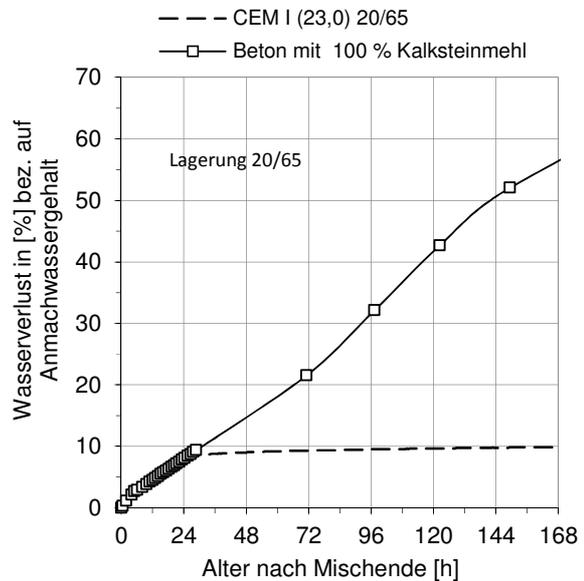


Bild 3.32: Gegenüberstellung des Austrocknungsverhaltens zweier Betone mit bzw. ohne Gefügeentwicklung.

Den Einfluss der Gefügeverdichtung infolge der Zementreaktion kann auch anschaulich anhand Bild 3.33 bis Bild 3.35 abgelesen werden. Nach einer Hydrationsdauer von 5 h bei 20 °C zeigt das Zementsteingefüge eines Mörtels noch eine sehr hohe Kapillarporosität (Bild 3.33). Deutlich sind auch Zwickelbereiche zwischen größeren Zementkörnern zu erkennen. Diese stellen neben sehr großen Kapillaren das Wasserreservoir dar, das während der Kapillarphase entleert wird. Auswertungen von Kapillardruck- und Wasserabgabekurven, die an jungem, der Austrocknung ausgesetztem Beton bestimmt wurden, lassen Rückschlüsse auf die Größe der entleerten Poren zu (z. B. [8, 183]). Über den Kapillardruck und die Young-Laplace Gleichung können die Porenradien der gerade in der Entleerung befindlichen Poren bestimmt werden. Anhand der im gleichen Zeitraum des Druckaufbaus verdunsteten Wassermenge sind Anhaltswerte über den Volumenanteil der entleerten Poren möglich. Eigene Nachrechnungen für die Messungen von Slowik [8] an der A 72 zeigen, dass bis zu einem Alter von ca. 7 Stunden ca. 3 % des Anmachwassers an die Umgebung abgegeben werden und dieses Wasser aus Poren mit Radien zwischen 36 – 2,8  $\mu\text{m}$  stammt.

Mit zunehmender Hydrationsdauer werden die Kapillarporen und Zwickelräume durch Hydrationsprodukte ausgefüllt. Nach 24 h Hydrationsdauer sind bereits sehr feine Zementpartikel vollständig hydratisiert und die groben Kapillaren durch Reaktionsprodukte verengt. Es sind deshalb nur noch sehr feine Kapillaren zwischen den Hydrationsprodukten vorhanden (Bild 3.34). Da Poren mit geringem Durchmesser eine geringere Transportfähigkeit (Volumeneinheit je Zeiteinheit) besitzen und aufgrund des geringeren Volumenanteils der Porosität ist die Feuchteleitfähigkeit bereits deutlich reduziert. Im Alter von 48 Stunden sind kaum noch (grobe) Kapillarporen zu erkennen (Bild 3.35) – im Vergleich zum frischen Mörtel oder Beton ist die Feuchteleitfähigkeit nun deutlich reduziert.

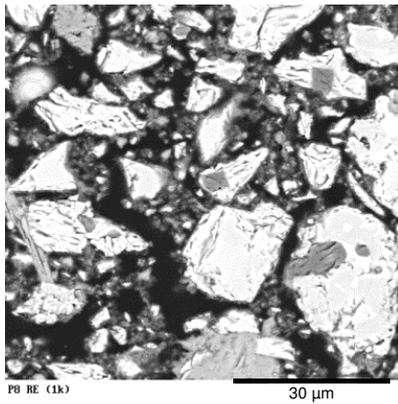


Bild 3.33: Mörtel mit CEM I 42,5 N  
( $f_{cd,2d} = 27,4 \text{ N/mm}^2$  und  $w/z = 0,44$ );  
Hydrationsalter 5 h (20 °C)

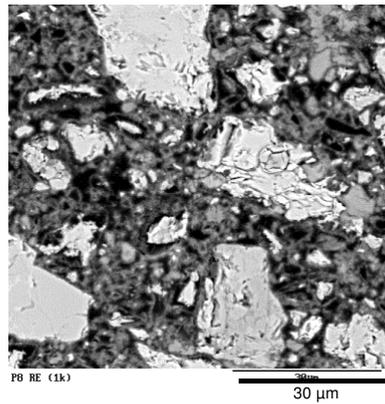


Bild 3.34: Mörtel mit CEM I 42,5 N  
( $f_{cd,2d} = 27,4 \text{ N/mm}^2$  und  $w/z = 0,44$ );  
Hydrationsalter 24 h (20 °C)

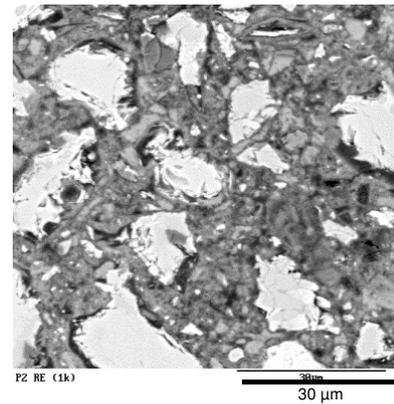


Bild 3.35: Mörtel mit CEM I 42,5 N  
( $f_{cd,2d} = 27,4 \text{ N/mm}^2$  und  $w/z = 0,44$ );  
Hydrationsalter 48 h (20 °C)

Betrachtet man das Zementsteingefüge im sehr jungen Alter von ca. 5 h (Bild 3.33) wird deutlich, dass auch die Feinheit des Zementes, seine Packungsdichte und das Wasser/Zement Verhältnis im Beton einen gewissen Einfluss auf die Dauer der Kapillarphase haben müssen. Diese drei Faktoren bestimmen das Kapillarporengefüge im frischen Zustand. Je geringer der  $w/z$ -Wert, je höher die Mahlfineinheit des Zementes und je höher die Packungsdichte (durch Füllerwirkung kleinerer Partikel) ist, desto geringer wird der Abstand zwischen den Zementpartikeln. Die im frischen Zustand vorhandene Kapillarporosität weist dann geringere Durchmesser auf, die eine geringere Ausgangsleitfähigkeit bedingen. Des Weiteren ist zum Blockieren enger Kapillaren ein geringeres Volumen an Hydratationsprodukten notwendig, so dass sehr feine Zemente mit hoher Packungsdichte bzw. Betone mit geringerem  $w/z$ -Wert auch bei geringeren Reaktionsgeschwindigkeiten eine kurze Kapillarphase aufweisen können. Bereits oben wurden als weitere Einflussfaktoren auf die Dauer der Kapillarphase die Höhe der austrocknenden Betonschicht und die auftretenden Verdunstungsraten genannt. Hier gilt, dass die Kapillarphase umso früher endet, je höher die Anfangsverdunstung und je geringer die Höhe der Betonschicht ist. In dieser Arbeit wurde der Einfluss aus dem  $w/z$ -Wert und der Probenhöhe nicht weiter experimentell betrachtet. Von den hier berücksichtigten Einflussfaktoren weisen die Verdunstungsbedingungen, die Lagerungstemperatur und die frühe Festigkeitsentwicklung den stärksten Einfluss auf die Dauer der Kapillarphase auf (Bild 3.36 und Bild 3.37). Die Wasserfilmdicke (nach Gl. 2.1), welche indirekt die Mahlfineinheit und das Wasser/Zement Verhältnis berücksichtigt, scheint auf den ersten Blick keinen Einfluss zu haben. Jedoch zeigt der in Bild 3.38 dargestellte Zusammenhang zwischen der Dauer der Kapillarphase und dem Produkt aus der Verdunstungsrate, der Lagerungstemperatur, der 2d-Zementfestigkeit sowie dem Reziprok der Wasserfilmdicke gemäß Gl. 2.1 eine sehr starke Korrelation. Berücksichtigt man in Bild 3.38 die Wasserfilmdicke nicht, sinkt der Korrelationskoeffizient auf  $R^2 = 0,89$ . Das heißt, dass die Frage der Dauer der Kapillarphase nur unter gemeinsamer Berücksichtigung aller genannten Einflussfaktoren beantwortet werden kann und dass auch die Wasserfilmdicke (wie oben beschrieben) einen Einfluss auf die Dauer der Kapillarphase hat, wenn dieser auch deutlich geringer ist als beispielsweise der Einfluss der Verdunstungsbedingungen.

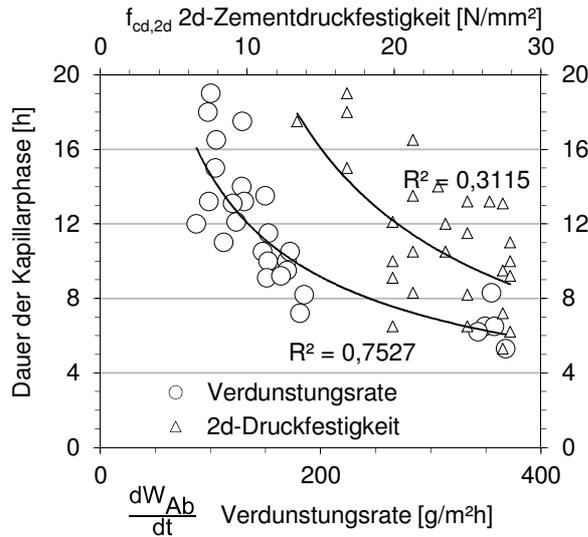


Bild 3.36: Gegenüberstellung der Dauer der Kapillarphase bei Austrocknung ohne Nachbehandlung mit der Verdunstungsrate während der Kapillarphase und der 2d-Zementdruckfestigkeit des verwendeten Zementes.

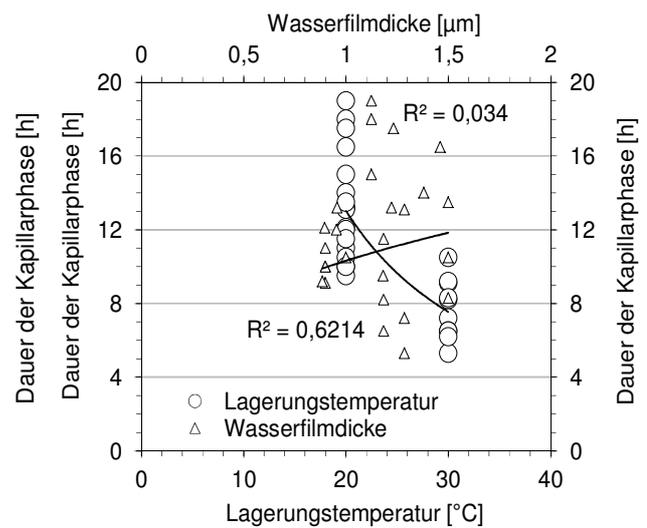


Bild 3.37: Gegenüberstellung der Dauer der Kapillarphase bei Austrocknung ohne Nachbehandlung mit der Lagerungstemperatur und der Wasserfilmdicke gemäß Gl. 2.1.

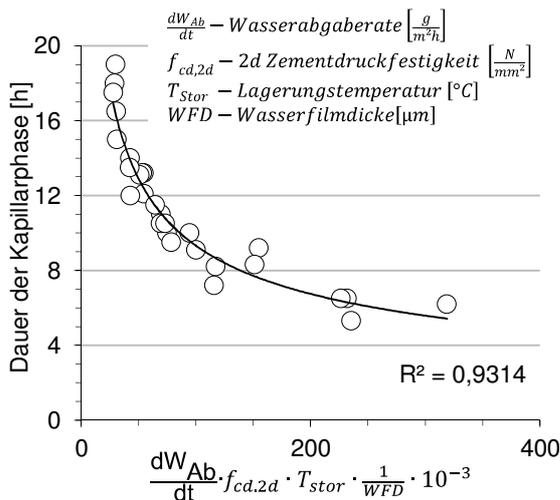


Bild 3.38: Gegenüberstellung der Dauer der Kapillarphase bei Austrocknung ohne Nachbehandlung mit dem Produkt aus den oben dargestellten Einflussgrößen.

Um ein für die Praxis leicht anwendbares Werkzeug zur Abschätzung der Dauer der Kapillarphase bereitzustellen, wurde das unten stehende Nomogramm entwickelt, welches in erster Näherung den in Bild 3.38 dargestellten Zusammenhang wiedergibt. Um die Anwendung des Nomogramms möglichst einfach zu gestalten, wurde die Wasserfilmdicke nicht berücksichtigt. Bei einem Beton mit den Parametern 2d-Zementdruckfestigkeit von 23 N/mm<sup>2</sup>, Lagerungstemperatur von 20 °C und einer Verdunstungsrate von 150 g/m<sup>2</sup>h dauert die Kapillarphase beispielsweise ca. 12 h an. Das Nomogramm gilt unter Berücksichtigung der Ergebnisse aus Bild 3.38 für Betonschichten mit einer Dicke ab ca. 15 cm. Dieser Rückschluss erfolgte aufgrund der numerischen Berechnungen in Abschnitt 7, wonach geringere Betondicken einen zusätzlichen Einfluss auf die Dauer der Kapillarphase haben. Da der Einfluss der Wasserfilmdicke bzw. der Einfluss der Feuchteleitfähigkeit zu Beginn der Austrocknung im Nomogramm nicht berücksichtigt sind, können sich bei Betonen mit niedrigem w/z-Wert und/oder hohen Zement- bzw. Feinststoffanteilen kürzere Kapillarphasen ergeben. Bei deutlich geringeren Feinststoffanteilen bzw. höheren w/z-Werten sind entsprechend länger andau-

ernde Kapillarphasen möglich. Beachtet werden muss weiterhin, dass das Nomogramm auf Ergebnissen zur Austrocknung von Würfelproben basiert. Aufgrund einer kürzeren Anströmlänge [48], weisen solche Proben gegenüber einer großen Betonfläche eine höhere Verdunstungsrate auf. Die mit dem Nomogramm bestimmte Dauer der Kapillarphase ergibt deshalb für größere Betonflächen auf der sicheren Seite liegend kürzere Kapillarphasen, die höchstens in vom Wind angeströmten Eckbereichen auftreten.

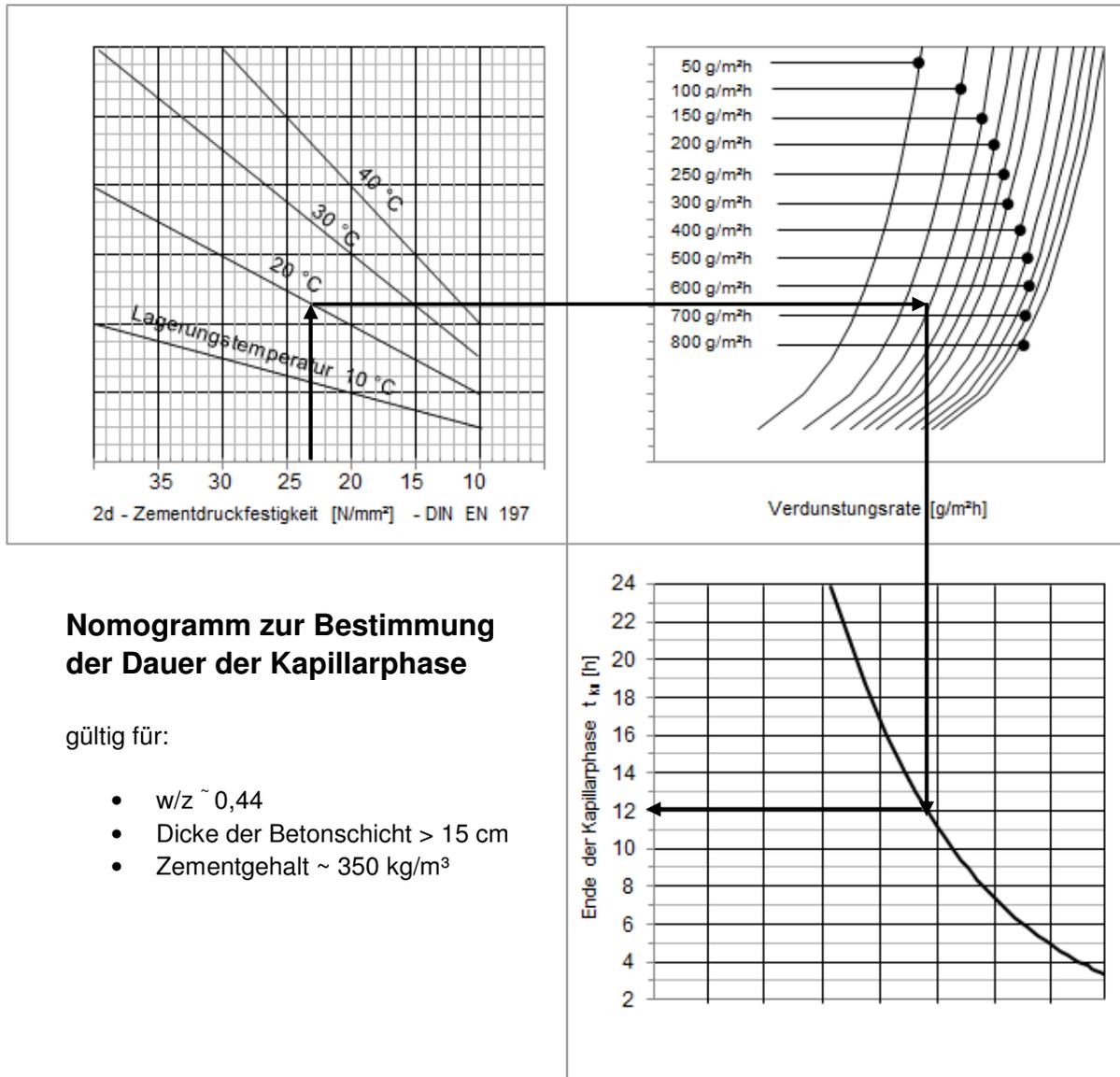


Bild 3.39: Nomogramm zur Abschätzung der Dauer der Kapillarphase bei ungeschützter Austrocknung von frischem Beton. Zur Abschätzung der Verdunstungsrate können das Nomogramm von Kohler oder das Curingmeter von Jensen verwendet werden (Bild 2.10, Bild 2.11).

Für die Festigkeit und Dauerhaftigkeit der Randzone beginnt der besonders kritische Wasserverlust mit Beginn der Übergangsphase. Praktisch stellt sich dabei die Frage, inwieweit anhand von ermittelten Wasserverlusten Aussagen zur Nachbehandlungsempfindlichkeit eines Betons getroffen werden können. Zwar wird in der Übergangsphase hauptsächlich der randnahe Bereich entwässert, dennoch findet in geringem Umfang ein Transport aus tieferen Schichten statt. Messtechnisch wird aber nur der Gesamtwasserverlust ermittelt. Eine Aufspaltung in den Anteil aus der Oberfläche und jenem aus tieferen Schichten ist nicht möglich. Das heißt, anhand der Wasserabgaben während der Übergangsphase lassen sich keine weiteren Rückschlüsse auf die Austrocknung der Randzone ziehen. Insgesamt sind Aussagen zur Austrocknung während der Übergangsphase nur in sehr begrenztem Umfang möglich.

### 3.4.2 Austrocknung von jungem Beton bei Nachbehandlung mit wässrigen Nachbehandlungsmitteln

In dieser Arbeit wurden Betone zur Nachbehandlung mit wässrigen Nachbehandlungsmitteln auf Paraffinbasis zu zwei unterschiedlichen Zeitpunkten besprüht. Diese Art der Nachbehandlung führte zu einer deutlichen Reduktion der Gesamtwasserabgabe, wobei gewisse Unterschiede zwischen den verschiedenen Mitteln auftraten. Die Wirkung der Nachbehandlungsmittel konnte auch anhand der Entwicklung des rel. elektrolytischen Widerstandes in der Betonrandzone nachgewiesen werden. Der hierbei festgestellte Effekt ist wesentlich deutlicher, als es der Sperrkoeffizient ausdrückt. Wird Beton mit wässrigen Nachbehandlungsmitteln nachbehandelt, kann der Beginn der starken Austrocknung um einige Stunden (vgl. Ausführungen zur Übergangsphase) verzögert werden. Noch deutlicher wird die Wirkung der Nachbehandlung, wenn man das Ausmaß der weiteren Trocknung berücksichtigt. Ohne Nachbehandlung steigt der Widerstand in der Randzone im Vergleich zu Proben mit einem Nachbehandlungsmittel etwa drei bis viermal so schnell. Ein Einfluss des Auftragszeitpunktes ist für die hier geprüften Zeitpunkte nicht feststellbar.

Die Wirksamkeit der Nachbehandlungsmittel konnte auch durch zwei Tastversuche bestätigt werden. Dazu wurde das Nachbehandlungsmittel 48 h nach der Applikation durch eine Drahtbürste weitgehend entfernt und sofort die Wasserabgabe durch Wägung beobachtet. Es zeigte sich, dass kurz nach dem Entfernen des NBMs die Wasserabgabe von ca. 8 g/m<sup>2</sup>h kurzzeitig auf Werte zwischen 25 – 53 g/m<sup>2</sup>h ansteigt. Dies zeigt, dass im Gefüge unter dem Nachbehandlungsmittelfilm im Vergleich zu unbehandelten Proben ein höherer Feuchtigkeitsgehalt vorliegt. Andererseits muss beachtet werden, dass im verwendeten Klimaraum 20/65 über einer wassergesättigten Oberfläche Verdunstungsraten von etwa 100 g/m<sup>2</sup>h auftreten. Die festgestellte Verdunstungsrate von 25 – 53 g/m<sup>2</sup>h nach Entfernen des NBMs entspricht nur noch etwa 50 % der Verdunstungsrate über einer gesättigten Oberfläche. Die Ursache für diesen Unterschied ist in der Gefügeverdichtung zu sehen. Da im Alter von 48 h eine Nachlieferung von Wasser nur noch in geringem Umfang möglich ist, tritt sofort nach dem Entfernen des NBMs ein schneller Abfall der relativen Feuchte in der äußersten Randzone ein (vgl. Übergang zwischen Kapillar- zu Übergangsphase). Dies geht mit einer geringeren Verdunstungsrate einher. Daneben ist es auch denkbar, dass trotz NBM bereits im Alter von 48 h die relative Luftfeuchte im Betonrandbereich auf unter 100 % gesunken ist. Auch dies würde zu einer geringeren Verdunstungsrate nach Entfernen des NBM-Films führen.

Zwei Feststellungen zur Wirkung der Nachbehandlungsmittel sollen näher betrachtet werden. Einmal überrascht die Feststellung, dass bei den hier durchgeführten Untersuchungen für den optimalen Auftragszeitpunkt kein Maximum der Wasserrückhaltung festgestellt wird – sondern vielmehr diesbezüglich kein Einfluss des Auftragszeitpunktes festgestellt werden kann. Weiterhin gilt es zu erläutern, worin die Unterschiede in der Sperrwirkung der NBM bei Anwendung auf üblichen Beton im Vergleich zur Prüfung gemäß TL NBM-StB 09 begründet sind.

Die Nachbehandlungsmittel weisen bei einer Prüfung gemäß TL NBM-StB 09 einen Sperrkoeffizienten  $S_{xh-24}$  von knapp über 100 % auf. Dies bedeutet, dass der Beton nach dem Auftrag des Nachbehandlungsmittels mehr Dispersionswasser aufnimmt als er insgesamt an Wasser durch Verdunstung abgibt. Obwohl die Sperrkoeffizienten im Rahmen der hier durchgeführten Betonversuche durch die gleiche Art- und Weise wie in der TL NBM-StB 09 berechnet wurden, sind die hier ermittelten Sperrkoeffizienten größtenteils deutlich geringer. Die Nachbehandlungsmittel NBM 1 und NBM 3 ergeben bei den hier durchgeführten Untersuchungen im Vergleich zur Prüfung gemäß TL NBM-StB 09 im Mittel 17 bzw. 15 % geringere Sperrkoeffizienten. Wobei maximale Abweichungen bei 28 und 22 % liegen. Das Mittel

NBM 2 zeigt mit einer mittleren Abweichung von 7 % die geringsten Unterschiede zur Standardprüfung. Auch Huber stellte in ähnlichen Versuchen [40] fest, dass die in der TL NBM<sup>12</sup> angegebenen Anforderungen zur Sperrwirkung bei Betonen, die von der Zusammensetzung gemäß TL NBM-StB abweichen, nicht erreicht werden. Der in der vorliegenden Arbeit festgestellte Verlauf der Wasserabgaben von nachbehandelten Proben lässt darauf schließen, dass die Ursachen in einer langsameren Filmbildung liegen. Bild 3.40 zeigt, dass die absperrende Wirkung der NBM 1 und NBM 3 gegenüber der Verwendung von NBM 2 verzögert eintritt. Obwohl alle Mittel zum optimalen Zeitpunkt gemäß Lackmustest aufgebracht wurden, setzt die Wirkung der NBM nicht zeitgleich ein. Bei Verwendung von NBM 2 wird die Wasserabgabe sofort deutlich reduziert ohne dass am Probekörper eine Filmbildung erkennbar ist. Innerhalb der nächsten Stunde bildet sich ein Film<sup>13</sup> und die Wasserabgabe wird noch einmal geringfügig reduziert. Für dieses Mittel wurden deshalb Sperrkoeffizienten bestimmt, die zum Teil recht nah an jenen gemäß TL NBM lagen. Bei den NBM 1 und NBM 3 setzt sich kurz nach dem Auftrag des Mittels die Wasserabgabe nahezu unverändert fort, erst später (z. T. mehrere Stunden) setzt eine Sperrwirkung ein. Zeitgleich ist eine Filmbildung auf der Probe zu erkennen. Die spontane Verringerung der Wasserabgabe bei Verwendung von NBM 2 kann mehrere Ursachen haben. Möglich ist, dass sofort nach dem Auftrag auf den Beton aufgrund des alkalischen Milieus eine Koagulation der Dispersion einsetzt, die bereits eine gewisse Sperrwirkung entfaltet [116]. Weiterhin ist es möglich, dass der Grund im Verdunstungsverhalten des NBM 2 selbst liegt. Verfolgt man die Wasserabgabe und Filmbildung des NBM 2, wenn es auf Glasplatten aufgesprüht wird, stellt man eine sehr langsame Wasserabgabe und Verfilmung fest. Die Gründe für dieses Verhalten wurden in dieser Arbeit nicht näher untersucht.

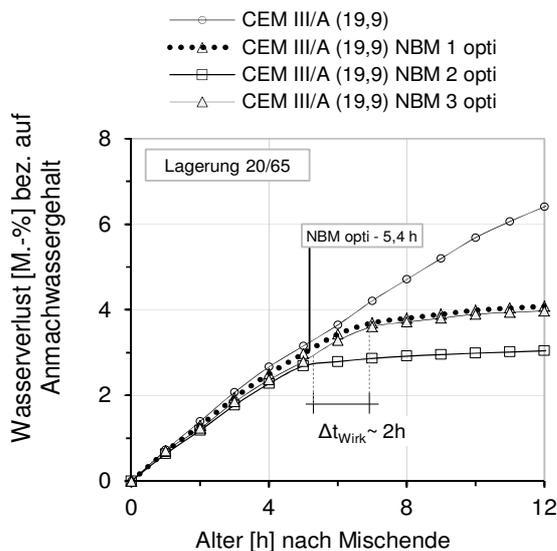


Bild 3.40: Die absperrende Wirkung der NBM 1 und NBM 3 tritt gegenüber dem NBM 2 verzögert ein (hier ca. 2h später). Dies ist der Grund für die höhere Sperrwirkung des NBM 2.

<sup>12</sup> Huber verglich seine Ergebnisse mit der damals gültigen TL NBM-StB 96. Die Kernaussagen bleiben aber gleich.

<sup>13</sup> Der Status der Filmbildung lässt sich anhand der Änderung des optischen Erscheinungsbildes feststellen. Nach dem Auftrag ist die Nachbehandlungsmittelschicht glänzend und milchig weiß. Nach dem Auftrag wird die Oberfläche matt, bleibt aber milchig weiß. Zum Ende der Filmbildung, wenn die Sperrwirkung stark ansteigt, wird der Film klar und durchsichtig, so dass die Betonoberfläche sichtbar wird.

Für die weitere Bewertung bleibt jedoch festzuhalten, dass die geringeren Sperrwirkungen auf typischen Straßenbetonen hauptsächlich auf eine gegenüber den Versuchen nach TL NBM zeitlich verzögerten Filmbildung zurückzuführen ist. Die Dichtigkeit der Filme nach vollständiger Filmbildung ist aber ähnlich denen bei der Prüfung nach TL NBM.

Doch worin liegt die langsamere Filmbildung trotz des Auftrages auf eine mattfeuchte Oberfläche begründet? Damit die wässrigen NBM verfilmen können, müssen sie Wasser abgeben. Nur dann setzt die in 2.4.3 beschriebene Filmbildung ein. Hauptmechanismus ist dabei der stetig abnehmende Porenraum zwischen den Paraffinkügelchen und Agglomeraten, der einen hohen Unterdruck erzeugt und die Paraffinpartikel fest aneinanderpresst und so eine filmähnliche Schicht erzeugt. Wird das Nachbehandlungsmittel auf den jungen Beton aufgesprüht, besteht zwischen dem Porenvolumen des Betons und dem Porenvolumen des Nachbehandlungsmittels eine kapillare Verbindung. Dies führt dazu, dass Wasser aus dem Beton in das Nachbehandlungsmittel transportiert wird und dann an der Oberfläche verdunstet. Solange größere Mengen an Feuchtigkeit aus dem Beton in die NBM-Schicht transportiert werden, kann keine Filmbildung stattfinden. Mit zunehmender Austrocknung steigt der kapillare Unterdruck im Betongefüge an. Ab dem Zeitpunkt, ab dem der Unterdruck im Beton so groß ist, dass kein nennenswerter Transport von Wasser in das NBM mehr auftritt oder sogar Wasser aus dem NBM gesaugt wird, setzt eine schnelle Filmbildung ein. Bei den hier durchgeführten Untersuchungen lag der optimale Auftragszeitpunkt nach dem Lackmuspapiertest zwischen 4,9 und 8,1 Stunden. Die Filmbildung bei den Mitteln NBM 1 und NBM 3 begann dann ca. 6 bis max. 9 Stunden nach Mischende. Messungen zum kapillaren Unterdruck in [8, 89, 183] weisen für diesen Zeitraum Unterdrücke zwischen 10 – 55 kPa (ca. 5 h) und 40 – 70 kPa (ca. 8 h) auf<sup>14</sup>. Dies bedeutet, dass Poren mit dem Radius zwischen 14 und 2 µm entleert werden. Bei einer mittleren Größe der Paraffinteilchen von ca. 1 µm und einem Feststoffgehalt von 15 M.-% ergeben sich rechnerische Wasserfilmdicken von ca. 1 µm. Da die Zwickelbereiche deutlich größer sind, ist anzunehmen, dass die genannten Unterdrücke durchaus zu einem Absaugen von Dispersionswasser aus dem NBM führen können. Die Feststellung von Sperrkoeffizienten größer als 100 % untermauert diese These prinzipiell, da dies nur auftreten kann, wenn der Beton Dispersionswasser aus dem NBM aufnimmt und damit das NBM sehr schnell verfilmt.

Unter Berücksichtigung der vorgenannten Zusammenhänge zwischen kapillarem Unterdruck und der Filmbildung von wässrigen Nachbehandlungsmitteln lassen sich die festgestellten Besonderheiten erklären. Die Prüfung der Nachbehandlungsmittel erfolgt nach TL NBM bei 30 °C und 40 % r. F. unter Verwendung eines für den Betonstraßenbau ungeeigneten CEM I 52,5 R<sup>15</sup>. Die bezüglich der Prüfrezepitur in der TL NBM angegebenen Grenzwerte erscheinen zunächst wenig sinnvoll, sind aber notwendig, um eine reproduzierbare Prüfung der Nachbehandlungsmittel zu gewährleisten (siehe auch [118, 120]). Für die Prüfung der Nachbehandlungsmittel heißt das aber, dass sich aufgrund der hohen Verdunstung (Klima 30/40) sowie der hohen Mahlfineinheit, der schnellen Festigkeitsentwicklung und des hohen Feinanteils im Beton sehr schnell ein hoher kapillarer Unterdruck aufbaut, der, wie oben beschrieben, zu einer schnellen Filmbildung führt. Frentzel-Schirmacher stellte beispielsweise in [118] fest, dass mit steigender Windbelastung im Klima 20/65 die Filmbildung früher einsetzte und zu dichteren Filmen führte. Die höhere Anfangsverdunstung infolge der Windbelastung hat demnach zu besseren Filmbildungsbedingungen geführt. Werden die Nachbehandlungsmittel dagegen auf üblichen Straßenbeton im Klima 20/65 ohne Wind aufgebracht, setzt die Filmbildung deutlich später und langsamer ein und dass obwohl der Lackmuspapiertest den Eintritt des optimalen Auftragszeitpunktes anzeigt. Dies zeigt, dass nicht zwangsläufig

<sup>14</sup> Unterschiedliche Rezepturen und Verdunstungsbedingungen

<sup>15</sup> Betonzusammensetzung nach TL NBM: 515 bis 520 kg/m<sup>3</sup> CEM I 52,5 R, w/z-Wert von 0,42, Mahlfineinheit > 5000 cm<sup>2</sup>/g, Wasseranspruch 28 bis 32 %, Erstarrungsbeginn 2 h bis max. 3 h; Gesteinskörnung 0 – 8 mm

für alle Betonrezepturen und Klimabedingungen ein optimaler Auftragszeitpunkt mittels des Lackmuspapiertestes bestimmt werden kann. Die in dieser Arbeit für den frühen und optimalen Auftragszeitpunkt ermittelten integralen Sperrkoeffizienten  $S_{0-24}$  belegen vielmehr, dass bei den hier durchgeführten Versuchen der optimale Auftragszeitpunkt nicht wie in den Untersuchungen von [118, 41] existent war. Obwohl zwischen beiden Auftragszeitpunkten die Zeitdifferenz deutlich mehr als 2 Stunden betrug, setzen die Filmbildung und damit die Sperrwirkung für beide Auftragszeitpunkte gleichzeitig ein. Folglich wird unabhängig vom Auftragszeitpunkt nahezu die gleiche Gesamtmenge an Wasser zurückgehalten. Dieser unerwartete Effekt ist darauf zurückzuführen, dass bei den hier durchgeführten Untersuchungen die Filmbildung auch bei verschiedenen Auftragszeitpunkten zeitlich ähnlich verläuft und auch die Qualität der Filme nicht die erwartete starke Abhängigkeit vom Auftragszeitpunkt aufwies.

Obwohl die hier durchgeführten Untersuchungen an Straßenbetonen nicht den bekannten Zusammenhang bezüglich des optimalen Auftragszeitpunktes bestätigen, darf nicht der Eindruck entstehen, dass der Auftragszeitpunkt völlig beliebig gewählt werden kann. Bei der Versuchsplanung wurden die Erkenntnisse aus verschiedenen vorangegangenen bzw. zum damaligen Zeitpunkt in Bearbeitung befindlichen Forschungsprojekten berücksichtigt [118, 41, 184]. Aus diesen war bekannt, dass ein Auftrag von wässrigen Nachbehandlungsmitteln auf sehr junge oder gar blutende Betonoberflächen zu sehr geringen Wirksamkeiten führte. Diese sehr frühen Auftragszeitpunkte wurden deshalb von vornherein ausgeschlossen. Untersuchungen an Straßenbetonen im Klima 20/65 am Forschungsinstitut des VDZ [184], an denen der Autor beteiligt war, zeigten eindeutig, dass bei einem Auftrag der Nachbehandlungsmittel auf eine Betonoberfläche mit einem sichtbaren Wasserfilm die Sperrwirkung komplett ausbleibt (vgl. Bild 3.41 ff).

Die Bilder 3.41 bis 3.46 zeigen Nachbehandlungsmittelfilme wie sie bei einem sehr frühen Auftrag (NBM 3) entstehen. Der Beton, der für diese Untersuchungen verwendet wurde, wies ein starkes Bluten auf. Das Nachbehandlungsmittel wurde zu einem Zeitpunkt aufgetragen als auf der Betonoberfläche ein Wasserfilm vorlag. Nach einer Lagerung von mehreren Tagen im Labor wurden die Oberflächen im Mikroskop untersucht. Es fällt zunächst auf, dass die Betonoberfläche sehr glatt erscheint. Dies ist auf ein Verlaufen des Besenstrichs aufgrund der hohen Blutneigung des Betons zurückzuführen. Trotz der sehr ebenen Oberfläche erkennt man in Bild 3.41 bis Bild 3.44, dass sich bei einem sehr frühen Auftrag kein geschlossener Wachsfilm ausbilden kann. Eine Sperrwirkung wird nicht erreicht. Man erkennt weiterhin, dass sich bei einem frühen Auftrag der Wachsfilm auf einer sehr dünnen und brüchigen Schicht (Bild 3.43) bildet. Diese dünnen Schichten, die sich vermutlich durch das Bluten des Betons bilden, brechen später ein und sorgen so für Fehlstellen im Wachsfilm. Bei einem sehr frühen Auftrag des Nachbehandlungsmittels wirkt sich auch eine Vermischung von abgestoßenem Anmachwasser und dem NBM negativ aus. Damit wird das Verhältnis zwischen Dispersionswasser und Feststoff und die chemische Zusammensetzung des Dispersionswassers verändert. Beides wirkt sich negativ auf die Qualität der Filmbildung aus. Darüber hinaus wurden bei einem frühen Auftrag des Nachbehandlungsmittels vermehrt Phasen Neubildungen auf der Wachsfläche festgestellt. Dies lässt sich nur damit erklären, dass Porenlösung aus dem Beton an die Oberfläche der Nachbehandlungsmittelschicht gelangt ist und dort nach dem Verdunsten des Wassers Phasen auskristallisiert sind. Dieser Effekt kann selbstverständlich im fortgeschrittenen Stadium der Filmbildung auch zwischen den Wachspartikeln stattfinden und damit weitere Fehlstellen im Wachsfilm erzeugen. Das Ausmaß dieser Störung wird umso größer sein, je mehr Wasser aus dem Beton in die noch unverfilmte NBM-Schicht transportiert wird.



Bild 3.41: NBM-Auftrag 10 min nach Besenstrich (ca. 50 min nach Mischende). Da sich kein geschlossener Wachsfilm ausbildet, ergibt sich keine Sperrwirkung. Horizontale Bildweite 6,8 mm.

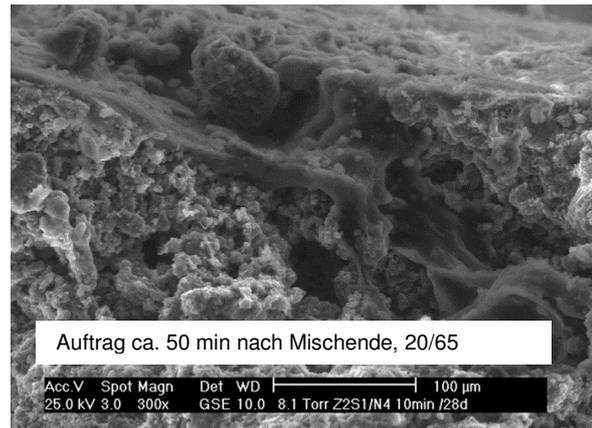


Bild 3.42: ESEM-Aufnahme der Oberfläche aus Bild 3.41. Es ist kein geschlossener Wachsfilm vorhanden – Oberfläche ist durch einzelne Wachsflächen, die durch Auskristallisationen gestört sind, geprägt. Teilweise ist das Wachs in Fehlstellen der Oberfläche eingedrungen.

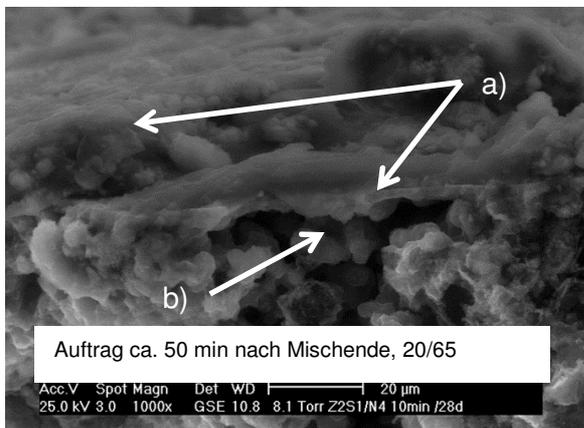


Bild 3.43: ESEM-Aufnahme der Oberfläche aus Bild 3.41. Dünne Wachsschicht (Pfeil a) auf hohlliegenden Schollen (Pfeil b). Die Schollen brechen ein und führen so zu Fehlstellen im Film.

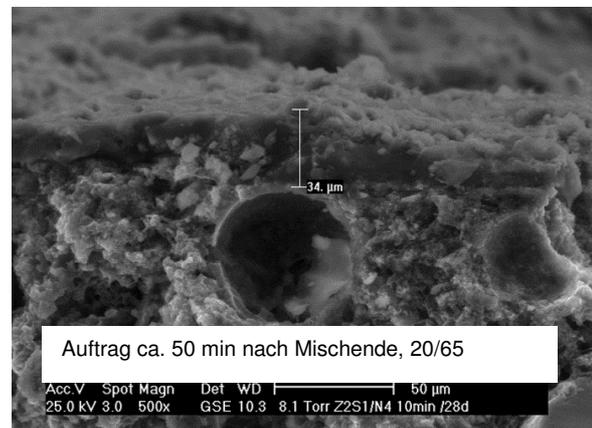


Bild 3.44: ESEM-Aufnahme der Oberfläche aus Bild 3.41. Auskristallisierte Phasen auf dem Wachsfilm weisen darauf hin, dass Porenflüssigkeit aus dem Beton über der NBM-Schicht vorlag bzw. die NBM Schicht kapillar durchdrungen hat.



Bild 3.45: Es liegt ein geschlossener Film vor, der jedoch noch immer Fehlstellen aufweist (Pfeil a). Der Sperrkoeffizient  $S_{0-24}$  beträgt deshalb nur 35 %. Horizontale Bildweite 6,8 mm.

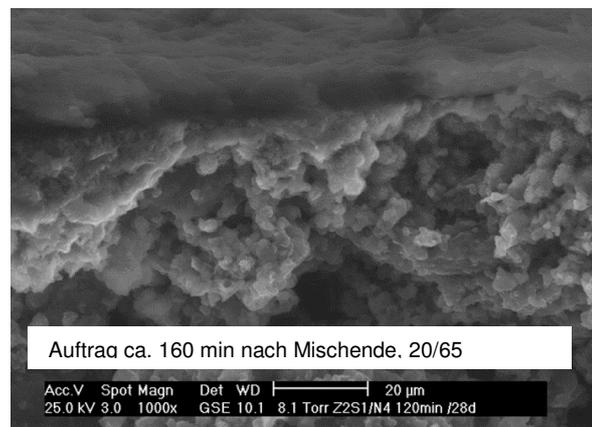


Bild 3.46: ESEM-Aufnahme der Oberfläche aus Bild 3.45. Auf der Betonoberfläche ist nun ein in weiten Teilen geschlossener Wachsfilm erkennbar. Auf der Oberfläche befinden sich weniger auskristallisierte Phasen.

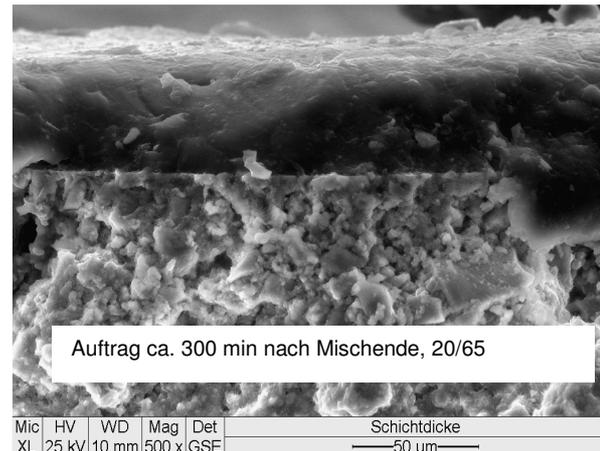


Bild 3.47: Es liegt ein geschlossener Film vor, der kaum noch Fehlstellen aufweist. Der Sperrkoeffizient  $S_{0-24}$  beträgt nun ca. 60 %. Horizontale Bildweite 6,8 mm.

Bild 3.48: ESEM-Aufnahme der Oberfläche aus Bild 3.47. Auf der Betonoberfläche ist ein weitgehend gleichmäßiger und geschlossener Wachsfilm erkennbar. Auf der Oberfläche befinden sich kaum auskristallisierte Phasen.

Ein Auftrag des Nachbehandlungsmittels ca. 160 min nach Mischende ergab bei dem untersuchten Beton bereits einen wesentlich dichteren und gleichmäßigeren Wachsfilm. Der integrale Sperrkoeffizient  $S_{0-24}$  steigt zwar auf 35 %, ist damit aber immer noch deutlich niedriger als die hier bestimmten 50 – 70 %. Der Grund dafür liegt in Fehlstellen, die sich durch Rissbildungen im Wachsfilm analog Bild 3.43 bilden.

Bild 3.47 und Bild 3.48 zeigen einen Wachsfilm (NBM 1), wie er i.d.R. bei den Untersuchungen dieser Arbeit festgestellt wurde. Zunächst fällt eine deutlich gröbere Oberflächentextur des Betons auf. Der vorhandene Wachsfilm ist gleichmäßig und geschlossen. Auf der Oberfläche sind kaum Auskristallisationen vorhanden. Die festgestellte Schichtdicke von ca. 40 µm ist etwas höher als die theoretische Schichtdicke von 25 µm, die sich unter Berücksichtigung des Feststoffgehaltes (15 M.-%) und einer Dichte des Paraffinwachses von 0,89 g/cm<sup>3</sup> bei einer Auftragsmenge von 150 g/m<sup>2</sup> ergibt. Dies kann auf das Verlaufen des Nachbehandlungsmittels auf der texturierten Fläche zurückgeführt werden.

Zur weiteren Untersuchung der Ursachen für die geringe Wirksamkeit der NBM bei einem sehr frühen Auftrag wurde die Filmbildung in-Situ unter dem Lichtmikroskop beobachtet. Dazu wurde eine ca. 2 cm dicke Probe aus einem Beton mit einem Größtkorn 8 mm und einem w/z-Wert von 0,40 hergestellt. Die Zusammensetzung des Betons entsprach bis auf den w/z-Wert jener Zusammensetzung des Feinbetons, wenn man bei den hier verwendeten Betonen die Körnung 8 – 22 mm nicht zugibt. Um ein starkes Bluten und einen zu weichen Beton zu vermeiden, musste der w/z-Wert aber von 0,44 auf 0,40 reduziert werden. Die hergestellte Probe wurde geglättet und auf die frische Betonfläche sofort ein Nachbehandlungsmittel aufgesprüht. Augenscheinliche Beobachtungen an einer unbehandelten Probe zeigten, dass sich auf der Betonoberfläche feine Wassertröpfchen bildeten, das heißt der Beton hat zum Zeitpunkt des NBM-Auftrages noch Wasser abgestoßen. Nach dem Auftrag des NBM wurden von der Probenoberfläche mit einem Lichtmikroskop bei schwacher Beleuchtung (Vermeidung eines zu hohen Wärmeeintrages) für 6 Stunden im Abstand von ca. 30 Sekunden Fotoaufnahmen erstellt. In Bild 3.49 bis Bild 3.54 sind wichtige Abschnitte der Filmbildung und Erläuterungen angegeben.

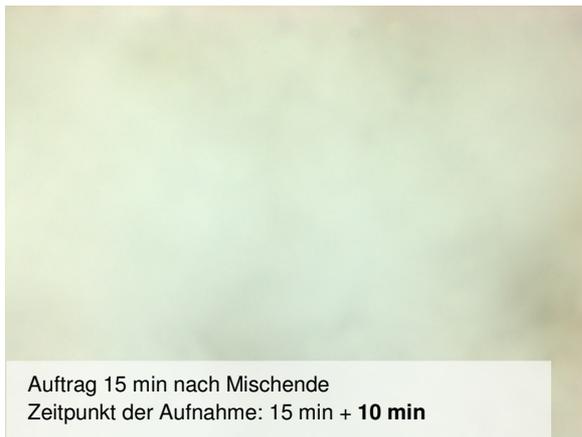


Bild 3.49: Kurz nach dem Auftrag – die Nachbehandlungsschicht bildet eine ebene, weiße Oberfläche. Makroskopisch erscheint die Oberfläche weiß und glänzend.

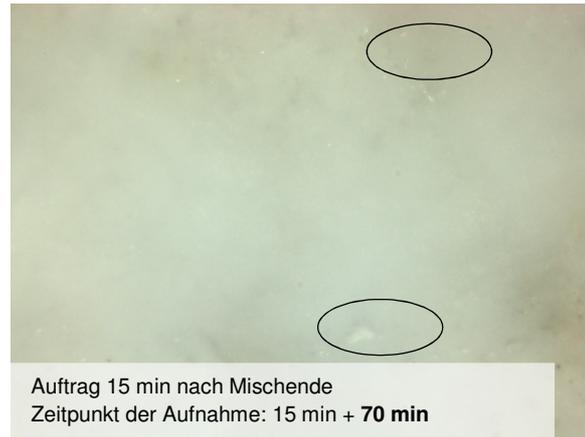


Bild 3.50: Erst nach über einer Stunde zeigt sich eine allmähliche Abnahme der Schichtdicke, die auf eine Verringerung des Dispersionswasseranteils schließen lässt. Es bilden sich langsam die Unebenheiten des Betonuntergrundes ab.

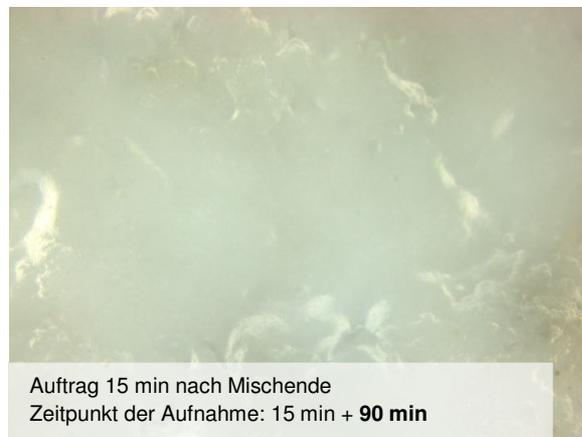


Bild 3.51: Die unebene Betonoberfläche bildet sich deutlicher ab. Makroskopisch erscheint die Fläche immer noch weiß, aber nicht mehr glänzend.

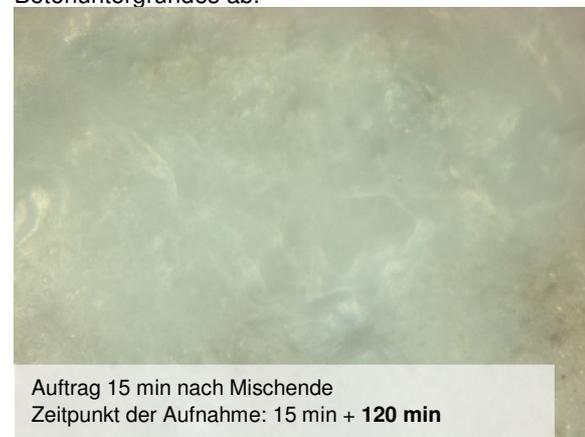


Bild 3.52: Die weitere Filmbildung verläuft sehr langsam, dabei bildet sich die Betonoberfläche stetig stärker ab. Makroskopisch erscheint der Film mattweiß.

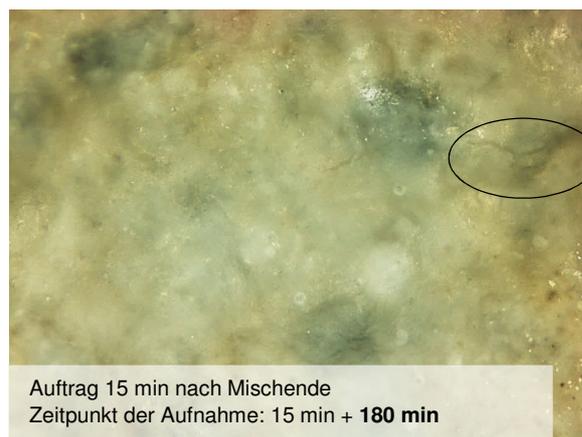


Bild 3.53: Etwa 3 Stunden nach dem Auftrag ändert sich die Farbe der Oberfläche von weiß zu klar, so dass die Oberfläche des Betons durchscheint. Diese Veränderung zeigt sich auch makroskopisch - es bildet sich eine geschlossene Wachsschicht.

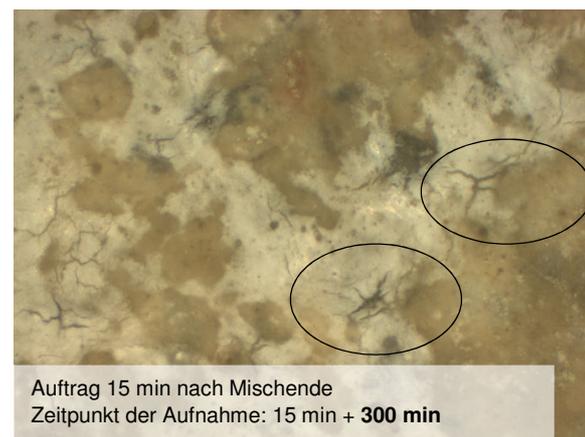


Bild 3.54: Die Filmbildung setzt sich fort und der Film erscheint zunächst zunehmend durchscheinend. Ab 240 min nach dem Auftrag zeigen sich verstärkt Risse und der NBM-Film erscheint schlagartig weiß (Lufttritt zwischen Wachs und Betonoberfläche).

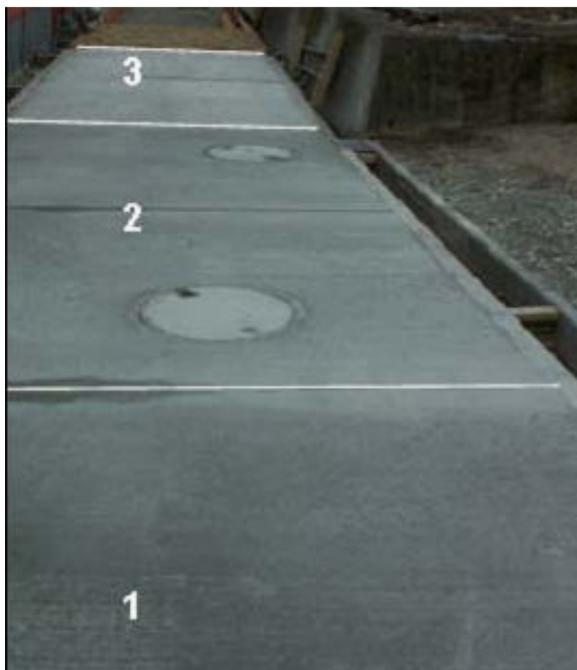
Die Aufnahmen verdeutlichen, dass die Filmbildung bei einem frühen Auftrag langsam verläuft. Die eigentliche Struktur der Betonoberfläche bleibt für einen langen Zeitraum durch die aufgetragene Nachbehandlungsmittelschicht überdeckt. Nur langsam reduziert sich die Schichtdicke des NBM-Films, weil sich zunächst der Dispersionswasseranteil aufgrund der

Wassernachlieferung aus dem Betoninneren trotz Verdunstung an der NBM-Oberfläche stets erneuert. Dabei werden gelöste Salze aus der Porenflüssigkeit des Betons in die NBM-Schicht transportiert, die später die Filmbildung des NBM stören. Des Weiteren kommt es unter dem NBM-Film zur Ansammlung von Wasser, so dass die Zusammensetzung des Nachbehandlungsmittels lokal oder flächig gestört wird. Das Ergebnis einer solchen Filmbildung ist oft ein rissiger und weiß schimmernder NBM-Film, der aufgrund von Rissen nur eine geringe Sperrwirkung aufweist.

Erfolgte der Auftrag bei sonst gleichen Bedingungen 90 min nach dem Mischende, trat die Filmbildung innerhalb der nächsten 40 bis 60 min ein. Eine Rissbildung wie sie in Bild 3.54 zu erkennen ist, trat dann nicht auf.

Für die Praxis bedeutet das, dass Flächen die am Tag nach dem Auftrag eines wasserbasierten, paraffinhaltigen Nachbehandlungsmittel weiß (und trocken) erscheinen, i.d.R. eine schlechte Filmqualität aufweisen. Davon ausgenommen sind solche Flächen, die mit weißpigmentierten NBM nachbehandelt wurden.

Bild 3.55 kann als Beispiel für die unterschiedlichen makroskopischen Erscheinungsbilder bei unterschiedlichen Filmqualitäten angesehen werden. Es handelt sich um eine Betonfläche, die im April 2006 hergestellt wurde und die unter anderem mit flüssigen Nachbehandlungsmitteln (NBM3) nachbehandelt wurde. Dabei wurde festgestellt, dass einige der mit NBM nachbehandelten Flächen eine typische Betonfarbe aufwiesen, während andere eine weißliche und matte Oberfläche besaßen. Bei diesen Flächen erfolgte die Nachbehandlung bei kühler Witterung bzw. in den späten Nachmittagsstunden. Teilweise kam es nach dem NBM-Auftrag zu Regenschauern. Auf diesen Flächen konnte das NBM nicht richtig verfilmen und hinterließ die weißlich, matte Oberfläche.



- 1 Auftrag des NBM3 bei optimalen Filmbildungsbedingungen, die Betonoberfläche erscheint etwas dunkler
- 2 Ohne Nachbehandlungsmittel, die Betonoberfläche erscheint im typischen Betongrau
- 3 Auftrag des NBM3 bei ungünstigen Filmbildungsbedingungen, keine richtige Filmbildung, die Oberfläche erscheint weißlich und deutlich heller als die Flächen 1 und 2



Bild 3.55: Praxisversuche mit NBM3. Erläuterungen siehe Text und neben Bild.

Bild 3.56: Eisschicht auf Anliegerstraße als Analogie zur NBM-Filmbildung. Teilweise befinden sich zwischen Untergrund und Eisschicht Lufteingeschlossenheiten. Die Eisschicht zeigt dort einen eingeschränkten Verbund zum Untergrund und erscheint hell – in Bereichen ohne Verbundstörungen erscheint das Eis dagegen klar.

Eine in gewisser Weise analoge Beobachtung ist bei einer winterlichen Eisbildung in Pfützen oder horizontalen Flächen möglich. Oft entsteht unter einer Eisschicht ein Luftporenschluss, der dazu führt, dass das Eis nicht mehr durchsichtig ist sondern weiß erscheint. Eine genaue Betrachtung der Eisschicht zeigt zudem, dass diese durch Risse und Fehlstellen durchzogen ist und keinen Verbund zum Untergrund aufweist (vgl. Bild 3.56).

Abschließend sollen die Erkenntnisse zur Filmbildung der flüssigen Nachbehandlungsmittel noch einmal anhand schematischer Darstellungen erläutert werden. In Bild 3.57 ist dazu auf der linken Seite der feuchtetechnische Zustand des Betonuntergrundes und des NBM-Films kurz nach dem Auftrag des Nachbehandlungsmittels dargestellt.

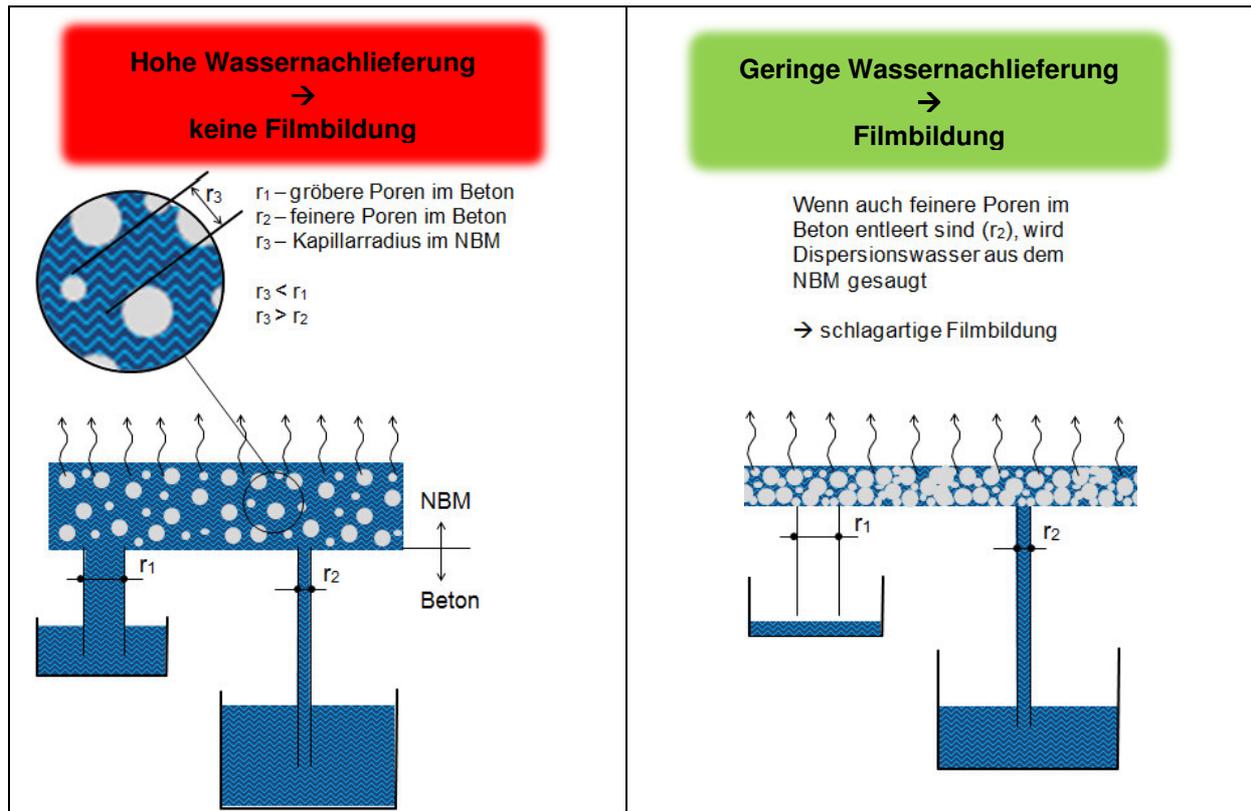


Bild 3.57: Schematische Darstellung der Stadien der Filmbildung von NBM auf Beton.

Die NBM-Schicht ist eine Dispersion mit einem mittleren Kapillarradius  $r_3$ . Das Porensystem des Betons wird durch die zwei Kapillarradien  $r_1$  und  $r_2$  gebildet. Kurz nach dem Auftrag des NBM sind die Kapillaren  $r_1$  und  $r_2$  noch mit Wasser gefüllt und mit wassergefüllten Zwickelbereichen verbunden (Wasserreservoirs in Bild 3.57). Direkt nach dem Auftrag des NBM ist zudem der Kapillarradius in der NBM-Schicht kleiner als die größten mit Wasser gefüllten Betonkapillaren  $r_1$ . Es kommt deshalb zu einem Transport von Porenflüssigkeit des Betons in die NBM-Schicht. Da das Absaugen von Porenflüssigkeit in das NBM mit der Verdunstung über die Oberfläche des NBM gekoppelt ist, kommt es normalerweise nicht zu einer Verdünnung des NBM (Eine Verdünnung des NBM kann aber eintreten, wenn das Mittel auf einen Beton aufgetragen wird, der noch Wasser abstößt). Solange Betonporenflüssigkeit in das NBM eingesogen wird, ist eine Filmbildung des NBM nicht möglich. Zu beachten ist, dass mit der Porenflüssigkeit Ionen in das NBM transportiert werden. Diese nehmen später, wie die Hilfsstoffe der Dispersion Einfluss auf die Filmqualität (vgl. Bild 3.58). Im weiteren Verlauf kommt es durch die fortlaufende Verdunstung und die Gefügeverdichtung irgendwann dazu, dass die Betonkapillaren  $r_1$  entleert sind oder soweit verengt sind, dass ein Transport von Porenflüssigkeit in das NBM stark reduziert wird (Bild 3.57 rechts). Nun kommt es zu einem deutlichen Wasserverlust in der NBM-Schicht, der die Filmbildung entsprechend Bild 2.14

einleitet. Wenn auch die Betonkapillaren  $r_2$  entleert werden oder sich beim Auftrag des NBM schon in der Entleerung befinden, wird ein Teil des Dispersionswassers aus dem NBM abgesaugt. Dies ist mit einer sehr schnellen Filmbildung verbunden und führt z. B. bei der Prüfung der NBM nach den TL NBM-StB 09 zu Sperrkoeffizienten  $> 100\%$ .

Der Ablauf der Filmbildung und der resultierenden NBM-Film für einen zu frühen NBM-Auftrag ist in Bild 3.58, links schematisch dargestellt und erläutert. Bild 3.58, rechts zeigt und erläutert die Verhältnisse bei einem richtigen Auftragszeitpunkt des NBM.

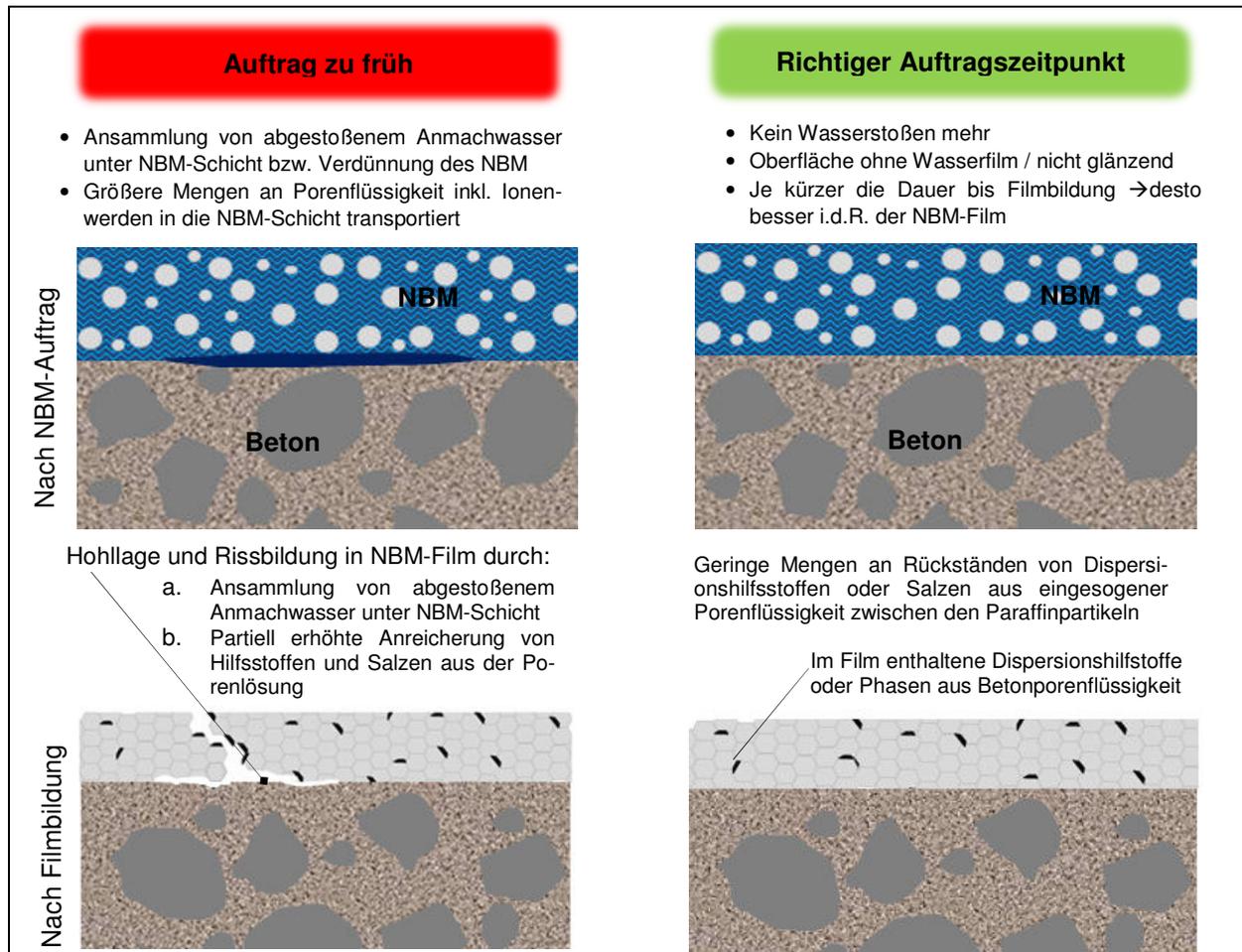


Bild 3.58: Schematische Darstellung der fertigen NBM-Filme links – zu frühem Auftrag und rechts bei richtigem Auftragszeitpunkt.

### 3.4.3 Austrocknung von jungem Beton bei einer 5-tägigen wasserzuführenden Nachbehandlung

Die Überschichtung des jungen Betons mit einer wassergesättigten Sandschicht erfolgte zum optimalen Auftragszeitpunkt gemäß Lackmuspapiertest. Bis zu dieser Zeit fand eine Wasserabgabe analog der nicht nachbehandelten Proben statt. Nach dem Aufbringen des Sandes nimmt der junge Beton Feuchtigkeit aus dem Sand auf. Dabei zeigt sich, dass innerhalb kurzer Zeit eine größere Wassermenge aufgenommen wird, als zuvor an Anmachwasser verdunstet ist. Im Schnitt nimmt der Beton dabei so viel Wasser auf, dass er nach der 5-tägigen Nachbehandlung das 1,03 bis 1,07 – fache des ursprünglichen Anmachwassergehaltes enthält. Bei Einzeluntersuchungen wurde der Sand bereits nach einem Tag entfernt und anschließend die Wasseraufnahme bestimmt. Dabei zeigte sich, dass die Wasseraufnahme am 1. Tag bereits über 80 % des Wertes nach fünf Tagen betrug. Das sind ca. 2,4 bis 5,6 % des ursprünglich zugegebenen Anmachwassers. Bezogen auf den verwendeten Würfel mit

Kantenlänge 150 mm entspricht das einem zusätzlichen Wasser- bzw. Porenvolumen von 12,5 bis 29 cm<sup>3</sup> je Würfel. Da die Luftporen des Betons aufgrund ihrer Größe nicht kapillar gefüllt werden können, sind die Wassermengen, die über das ursprünglich vorhandene Anmachwasser hinausgehen, nur mit dem Hydratationszog zu erklären. Pro 100 g Zement, entsteht bei der Hydratation ein zusätzliches Porenvolumen von ca. 6 cm<sup>3</sup> [22, 185]. Die sogenannten Schrumpfporen haben eine Porengröße zwischen 0,5 – 30 nm [11]. Damit sind sie deutlich kleiner als die umgebenden Kapillarporen, so dass sie aus den Kapillarporen Wasser saugen können. Ist außerhalb des Betons Wasser verfügbar, wird dieses über die Kapillaren in den Beton nachgesaugt. Aus der Definition der Schrumpfporen geht hervor, dass das Schrumpfporenvolumen hauptsächlich von der Menge des umgesetzten Zementes und damit vom Hydratationsgrad und der Zementmenge abhängt. Die in Bild 3.59 dargestellte Beispielrechnung zeigt, dass das bis 24 Stunden zusätzlich aufgenommene Wasservolumen von ca. 12 – 29 cm<sup>3</sup> je Probekörper dem Schrumpfporenvolumen bei einem Hydratationsgrad von ca. 20 – 40 % entspricht. Ein Hydratationsgrad von 20 – 40 % kann nach einem Tag durchaus erreicht werden. Dies bestätigt, dass die zusätzliche Wasseraufnahme allein auf den Hydratationszog zurückzuführen ist. Für diese Nachbehandlungsvariante bedeutet die zusätzliche Wasseraufnahme ein zusätzliches Wasserreservoir und optimale Hydratationsbedingungen. Die Entwicklung des relativen elektrolytischen Widerstandes weist auf einen hohen Feuchtigkeitsgehalt in Randzone und größeren Tiefenbereichen hin. Der Widerstand ändert sich während der Nachbehandlung kaum. Nach dem Entfernen des Sandes bleibt der Widerstand in größeren Tiefen weiterhin sehr niedrig. In der unmittelbaren Randzone zeigen die Messungen mit der OFE jedoch eine sehr schnelle Austrocknung an.

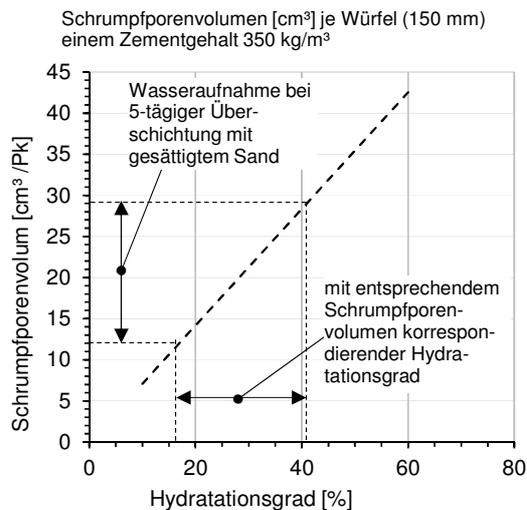


Bild 3.59: Abhängigkeit des Schrumpfporenvolumens vom Hydratationsgrad des Zementes.

## 4 FTSW DER BETONRANDZONE

### 4.1 Hintergrund

Im vorangegangenen Abschnitt wurden die Wasserabgabe und Austrocknung von jungem Beton mit und ohne Nachbehandlungsmaßnahmen beschrieben und die Einflussfaktoren herausgearbeitet. Für die baupraktische Anwendung ist die Wasserabgabe jedoch rein formal von eher untergeordneter Bedeutung. Von hoher Relevanz sind die resultierenden Eigenschaften des Betons. Das ist im Falle von Verkehrsflächen vor allem der Frost-Tausalz-Widerstand. Der folgende Abschnitt beschäftigt sich deshalb mit dem Frost-Tausalz-Widerstand in Abhängigkeit der Lagerung bzw. Austrocknung des jungen Betons. Ziel ist es, mögliche Zusammenhänge zwischen den abgeleiteten Mechanismen der Austrocknung des jungen Betons festzustellen, um daraus Empfehlungen für die Praxis abzuleiten.

### 4.2 Ausgangsstoffe und Untersuchungsmethoden

#### 4.2.1 Probenherstellung und Lagerung

Die hier verwendeten Proben stammen aus den Untersuchungen zur Wasserabgabe junger Betone (Abschnitt 3). Im Alter von 21 d wurden die Würfelproben senkrecht zur Einfüllrichtung nass gesägt, so dass Proben mit den Abmessungen 150 mm x 150 mm x 75 mm erhalten wurden, welche die texturierte und der Trocknung ausgesetzte Oberseite enthielten. Nach dem Sägen wurden die Proben bis zur weiteren Verwendung im Klima 20/65 gelagert.

#### 4.2.2 Bestimmung des Frost-Tausalz-Widerstandes

Die Bestimmung der Abwitterungen infolge eines Frost-Tausalz-Angriffes erfolgte in Anlehnung an den CDF-Test gemäß DIN CEN/TS 12390-9 (08-2006). Abweichungen vom dort beschriebenen Vorgehen ergaben sich aufgrund der veränderten Vorlagerungen und Nachbehandlungsarten, sowie bezüglich der Probenanzahl je untersuchter Einflusskombination.

Im Alter von 28 Tagen wurden die Proben aus dem Klima 20/65 entnommen und es begann die 7-tägige Vorsättigung mit 3 %-iger NaCl-Lösung. Prüffläche war die texturierte und austrocknete Oberseite. Eine Vorbereitung der Proben (Abdichten der Seitenflächen) war nicht notwendig, da dies schon im Rahmen der Abdichtung der 5 Würfelflächen mit Butylklebeband zur Gewährleistung eines eindimensionalen Feuchtestroms erfolgt war. Je untersuchter Einflusskombination wurden mindestens 3 Proben 150 mm x 150 mm x 75 mm im CDF-Test geprüft. Ergänzend wurden für einige Untersuchungen die Mindestanforderungen bezüglich der Probenanzahl und Gesamtprüffläche (5 Proben mit  $\geq 800 \text{ cm}^2$  Prüffläche) eingehalten.

Der Nachbehandlungsmittelfilm wurde für die CDF-Prüfung aus verschiedenen Gründen auf den Proben belassen. Erstens zeigte sich, dass die rückstandslose Entfernung des NBM-Films mechanisch nicht ohne Abtrag von Feinmörtel möglich ist [186]. Das Entfernen mit Benzin wurde aufgrund der damit verbundenen Einflüsse auf den Feuchtigkeitsgehalt der Randzone nicht in Betracht gezogen. Während der eigentlichen Frost-Taubelastung fällt der NBM-Film nach den ersten FTW schollig ab, so dass keine Beeinflussung mehr möglich ist. Während des anschließenden Frostsagens gab es keine Hinweise auf eine gegenüber den anderen Proben verstärkte kapillare Feuchtigkeitsaufnahme aufgrund noch nicht gefüllter Kapillarporen. Somit ist das Belassen des Nachbehandlungsmittelfilms in Anbetracht der Zielstellung der Arbeit dem Abschleifen vorzuziehen.

Das Entfernen der Nachbehandlungsmittelfilme durch Abschleifen hätte aufgrund der Texturierung zwangsläufig das Entfernen einer ein bis zwei Millimeter starken Mörtelschicht notwendig gemacht. Damit hätte man den Bereich der Oberfläche, der von größtem Interesse ist, entfernt<sup>16</sup>.

Während der Frost-Taubelastung wurden die Lösungsaufnahme, die Abwitterungsmenge und die Änderung der Ultraschalllaufzeit aufgenommen. Letzteres erfolgte nur, um Einflüsse aus einer inneren Schädigung auszuschließen. Eine Zunahme der Ultraschalllaufzeit, die auf innere Gefügeschäden schließen ließe, wurde bei keiner Untersuchung festgestellt.

Neben der Abwitterungsmenge kann auch der Verlauf der Abwitterung wichtige Informationen über das zu erwartende Verhalten während einer Frost-Taubelastung bereitstellen. Fagerlund führt in [187] einen „Accelerationsfaktor“ ein und zeigt damit, dass grundsätzlich verschiedene Verläufe der Abwitterung während der Frost-Tau-Wechselbelastung auftreten. Ludwig [73] definiert einen ähnlichen Abwitterungsfaktor, um den Einfluss des Zementes auf den Abwitterungsverlauf von Beton zu bewerten. Der Abwitterungsverlauf kann wichtige Rückschlüsse auf die Ursachen eines zu geringen Frost-Tausalz-Widerstandes geben. Ein stark degressiver Verlauf bei gleichzeitig hohen Gesamtabwitterungen deutet auf eine dünne Oberflächenzone mit ungünstigem und wenig widerstandsfähigem Porengefüge hin. In der vorliegenden Arbeit wird der Abwitterungsverlauf durch den Beschleunigungsfaktor erfasst (Gl. 4.1). Bei  $Z > 1$  ist der Abwitterungsverlauf progressiv während bei  $Z < 1$  der Abwitterungsverlauf degressiv ist. Je näher  $Z$  bei 1 liegt, desto gleichmäßiger verläuft die Abwitterung über die Frost-Tau-Wechsel. Eine weitergehende Differenzierung erfolgt gemäß nachfolgend angegebener Wertebereiche.

$$Z = \left( \frac{Abw_{10FTW}}{Abw_{28FTW} - Abw_{10FTW}} \right) \cdot \frac{10FTW}{18FTW} \quad \text{Gl. 4.1}$$

mit:

$Abw_{28FTW}$	-	Abwitterung nach 28 Frost-Tau-Wechsel	[g/m <sup>2</sup> ]
$Abw_{10FTW}$	-	Abwitterung nach 10 Frost-Tau-Wechsel	[g/m <sup>2</sup> ]

Wertebereich	$Z \leq 0,6$	$0,6 < Z \leq 0,8$	$0,8 < Z < 1,2$	$1,2 \leq Z < 1,8$	$Z \geq 1,8$
Abwitterungsverlauf	Stark degressiv	degressiv	nahezu linear	progressiv	Stark progressiv

### 4.2.3 Statistische Betrachtungen

Beim Vergleich der Abwitterungsmengen verschiedener Betone stellt sich ganz besonders die Frage der Signifikanz möglicher Unterschiede. Da in dieser Arbeit eine große Anzahl an Untersuchungen zum Frost-Tausalz-Widerstand durchgeführt wurde, erschien es notwendig, die Frage der Signifikanz möglichst anschaulich zu lösen. Die Darstellung der Ergebnisse in Form von Box-Whisker-Plots (auch Box-Plot) ist einerseits sehr einfach durchzuführen, andererseits lässt sich die Signifikanz der Unterschiede visuell schnell erfassen [188]. Bild 4.1 zeigt die Konstruktion eines Box-Whisker-Plots. Abweichend zu der Konstruktion in [188] werden die Whisker nicht durch die 2,5 % bzw. 97,5 % Quantilswerte, sondern durch die Maximal- und Minimalwerte gebildet. Vereinfacht kann man annehmen, dass sich die Abwit-

<sup>16</sup> Lägél untersuchte im Labor ebenfalls den Einfluss flüssiger Nachbehandlungsmittel auf den Frost-Tausalz-Widerstand und entfernte dazu den NBM-Film durch Abschleifen der Randzone [89]. Seine Ergebnisse ergaben für die Proben mit Nachbehandlungsmitteln stets die geringsten Abwitterungen. Dies steht im gewissen Widerspruch zu den Feststellungen der Literatur (vgl. Abschn. 2.4.6), so dass hinterfragt werden muss, ob dieses Ergebnis nicht auf die Entfernung der am stärksten beeinflussten Randzone zurückzuführen ist.

terungsmengen zweier Betone dann signifikant unterscheiden, wenn sich die Whisker des Boxplots nicht überschneiden. Neben dieser Aussage gibt der Boxplot auch Informationen zur Verteilung der Einzelergebnisse. Ist der Median nicht zentrisch in der Box angeordnet, handelt es sich um eine links- bzw. rechtsschiefe Verteilung. In der Regel liegt dann keine normalverteilte Größe vor.

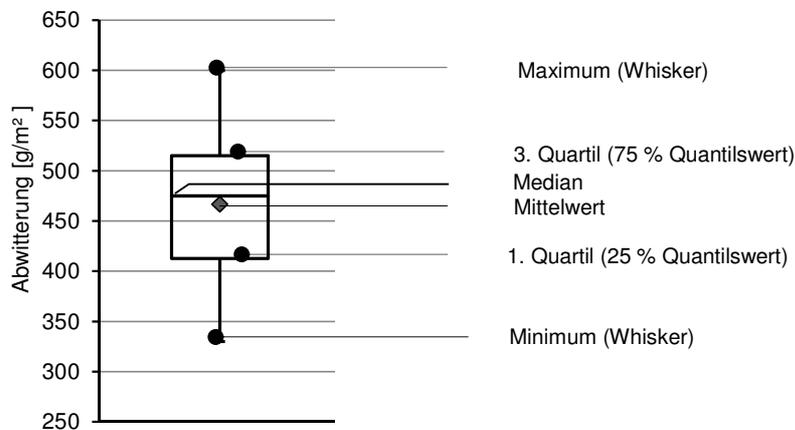


Bild 4.1: Aufbau eines Box-Whisker-Plots zur Darstellung der Ergebnisse des CDF-Tests.

Neben der Darstellung der Ergebnisse als Boxplots wurde zur genauen Feststellung signifikanter Mittelwertunterschiede in einigen Fällen eine Überprüfung mittels Doppelten-T-Test durchgeführt [189]. Im Vorfeld wurde geprüft ob sich die Varianzen der beiden betrachteten Wertemengen signifikant unterscheiden und entsprechend der doppelte T-Test ausgeführt. Das Signifikanzniveau für beide Tests betrug 5 %.

#### 4.2.4 Umfang der Untersuchungen

Eine Darstellung des Untersuchungsumfanges der in diesem Abschnitt vorgestellten Ergebnisse zeigt Tabelle 4.1. Die Bezeichnung der Versuche erfolgt analog Abschnitt 3.2.8.

Tabelle 4.1: Versuchsmatrix zur Darstellung der durchgeführten Untersuchungen.

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	Lagerung  Nachbehandlung  Beton	Labor								
		20/65 oW						20/65 mW	30/40 oW	30/40 mW
		oNB	NBM 1 früh	NBM 1 opti	5d feucht	NBM 2 opti	NBM 3 opti	oNB	oNB	oNB
1	CEM II/B-S (16,8)	2	2	2	2					
2	CEM III/A (19,9)	1				1	1	1	1	1
3	CEM I (21,8)	1				1	1	1	1	1
4	CEM I (23,0)	1	1	1	1					
5	CEM II/B-M (23,5)	1				1	1	1	1	1
6	CEM II/B-S (25,0)	1				1	1	1	1	1
7	CEM II/B-S (26,5)	1								
8	CEM I (27,4)	1				1	1	1	1	1
9	CEM II/B-S (27,9)	1				1	1	1	1	1
10	CEM II/B-Q (13,4)	1	1	1	1					

## 4.3 Ergebnisse

### 4.3.1 Frost-Tausalz-Widerstand bei unterschiedlicher Nachbehandlung und Lagerung

Aus Bild 4.2 bis Bild 4.5 können prinzipielle Ergebnisse zum Einfluss der Nachbehandlungsart und der Lagerung auf die ermittelten Abwitterungsmengen entnommen werden. Zunächst ist festzustellen, dass auch ohne Nachbehandlung die meisten Betone unterhalb des allgemein anerkannten Abwitterungskriteriums<sup>17</sup> von 1500 g/m<sup>2</sup> nach 28 Frost-Tau-Wechseln bleiben. Nur die Betone CEM II/B-S (16,8) ohne NB, der Beton mit dem Modellzement CEM II/B-Q (13,4) ohne NB und der Beton CEM II/B-M (23,0) ohne NB überschreiten die Abwitterungsmenge von 1500 g/m<sup>2</sup> nach 28 FTW. Durch die Anwendung der untersuchten Nachbehandlungsvarianten blieben alle im Labor untersuchten Betone unterhalb des genannten Kriteriums<sup>18</sup>. Die 5-tägige Nachbehandlung mit feuchtem Sand zeigte dabei die höchste Wirksamkeit. Durch ihre Anwendung wurden Abwitterungsmengen festgestellt, wie sie auch an normgelagerten Schalflächen bestimmt wurden.

Bei der Nachbehandlung mit flüssigen Nachbehandlungsmitteln sind die Ergebnisse etwas differenzierter. Gerade bei Betonen, die ohne Nachbehandlung sehr hohe Abwitterungen aufwiesen, ergab sich durch die Anwendung der flüssigen Nachbehandlungsmittel eine deutliche Verringerung der Abwitterungsmengen. Dies führte dazu, dass alle mit Nachbehandlungsmitteln nachbehandelten Proben unterhalb des Abwitterungskriteriums von 1500 g/m<sup>2</sup> blieben. Wurden die Nachbehandlungsmittel dagegen bei Betonen angewendet, die bereits ohne Nachbehandlung niedrige Abwitterungsmengen aufwiesen, konnte keine Verbesserung des Frost-Tausalz-Widerstandes erreicht werden. Häufig nahm die Abwitterungsmenge sogar zu. Diese Zunahme ist i.d.R. gering ausgeprägt, aber teilweise dennoch signifikant. Der Auftragszeitpunkt des Nachbehandlungsmittels zeigte nur einen geringen Einfluss, der zudem nicht einheitlich war. Bei Betonen, die ohne Nachbehandlung sehr hohe Abwitterungen aufwiesen, erreichte man mit dem Auftrag zum optimalen Auftragszeitpunkt gegenüber dem frühen Auftrag eine weitere leichte Erhöhung des Frost-Tausalz-Widerstandes. Betone, die bereits ohne Nachbehandlung geringe Abwitterungsmengen verzeichneten, zeigten bei einem Auftrag des Nachbehandlungsmittels zum optimalen Zeitpunkt gegenüber dem frühen Auftrags eine etwas ausgeprägtere Verschlechterung des Frost-Tausalz-Widerstandes.

Die Untersuchungen unter Verwendung verschiedener Nachbehandlungsmittel ergaben, dass die erreichbaren Steigerungen des Frost-Tausalz-Widerstandes für die einzelnen Nachbehandlungsmittel ähnlich waren (Bild 4.6). Die Unterschiede zwischen den verschiedenen Mitteln sind gering. Überraschenderweise ergab die Anwendung des Mittels mit der höchsten Sperrwirkung<sup>19</sup> (NBM2) zumeist höhere, aber in keinem Fall signifikant niedrigere Abwitterungen (Bild 4.10).

Unerwartet sind auch die Ergebnisse zur Wirkung verschiedener Lagerungsarten auf den Frost-Tausalz-Widerstand (Bild 4.7). Insbesondere für eine Windbelastung würde man eine Erhöhung der Abwitterung erwarten. Bei allen untersuchten Betonen zeigen die einer Windbelastung ausgesetzten Proben, im Gegensatz zu Proben der gleichen Lagerung ohne Wind, eine geringere mittlere Abwitterung. Eine statistische Auswertung zeigt zwar, dass nicht alle

<sup>17</sup> Nicht alle Autoren sind der Meinung, dass das Abwitterungskriterium von 1500 g/m<sup>2</sup> auch zur Bewertung von texturierten bzw. abgezogenen Oberflächen angewendet werden kann z. B. [190]. Siehe auch Abschnitt 2.6.3.

<sup>18</sup> Ein Forschungsprojekt [191] außerhalb dieser Arbeit, an dem der Autor aber beteiligt war, bestätigt die hohen Abwitterungen bei nicht nachbehandelten Betonen mit CEM II/B-M (S-LL). In diesem genannten Projekt konnte aber auch gezeigt werden, dass bei Anwendung der hier untersuchten Nachbehandlungsvarianten die Abwitterungen auch bei CEM II/B-M Betonen unterhalb des Abwitterungskriteriums von 1500 g/m<sup>2</sup> lagen. Da aber die in [191] verwendeten Zemente aus dem gleichen Herstellwerk und mit demselben Kalksteinmehl hergestellt wurden wie der CEM II/B-M in dieser Arbeit, sind allgemeingültige Aussagen bislang nicht möglich.

<sup>19</sup> Sperrwirkung bestimmt am Beton im Rahmen der Untersuchungen in Abschn. 3.

Unterschiede signifikant sind, da aber die Windbelastung in keinem Fall zu einer erhöhten Abwitterung führt, muss die Wirkung einer Windbelastung näher betrachtet werden. In Bild 4.9 sind die Ergebnisse der Untersuchungen als Box-Whisker Plots dargestellt. Anhand dieser Darstellung wird deutlich, dass insbesondere im Klima 30/40 die Windbelastung zu einer Abnahme der Abwitterungsmenge führt und diese Unterschiede auch signifikant sind. Eine Überprüfung der Mittelwerte mittels doppelten t-Tests bestätigte die in Bild 4.9 ablesbaren Unterschiede. Dies zeigt, dass bei den hier durchgeführten Untersuchungen die Windbelastung in keinem Fall zu einer Erhöhung, aber in einigen Fällen zu einer Abnahme der Abwitterung geführt hat.

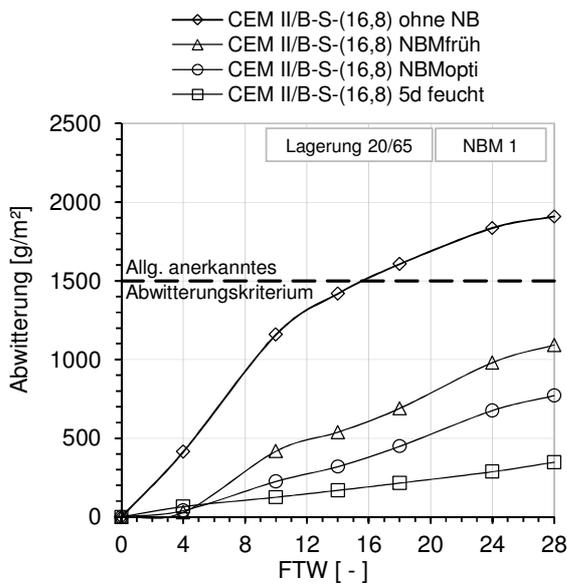


Bild 4.2: Abwitterung des Betons CEM II/B-S (16,8) bei unterschiedlichen Nachbehandlungsvarianten.

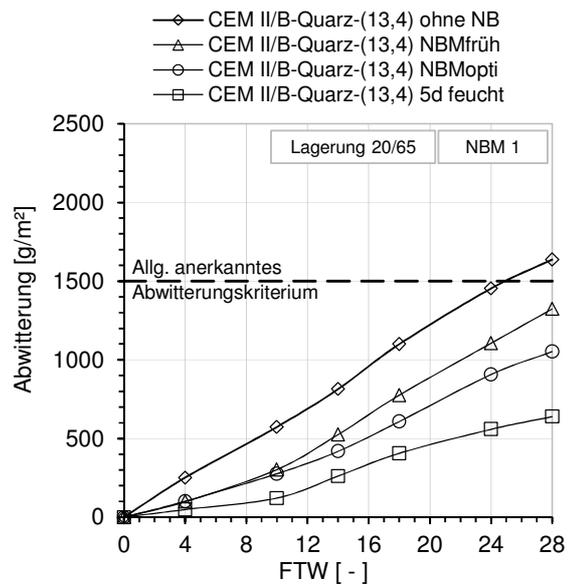


Bild 4.3: Abwitterung des Betons CEM II/B-Q (13,4) bei unterschiedlichen Nachbehandlungsvarianten.

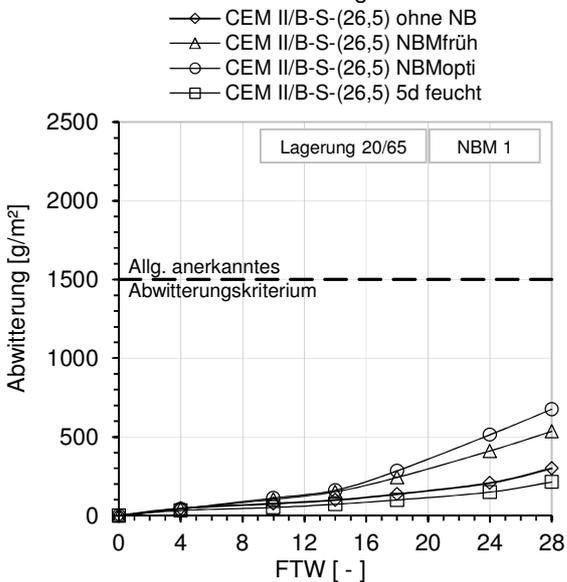


Bild 4.4: Abwitterung des Betons CEM II/B-S (26,5) bei unterschiedlichen Nachbehandlungsvarianten.

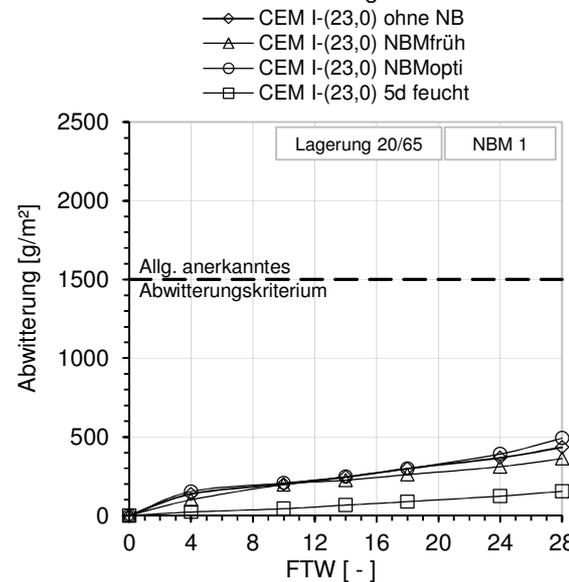


Bild 4.5: Abwitterung des Betons CEM II/B-S (23,0) bei unterschiedlichen Nachbehandlungsvarianten.

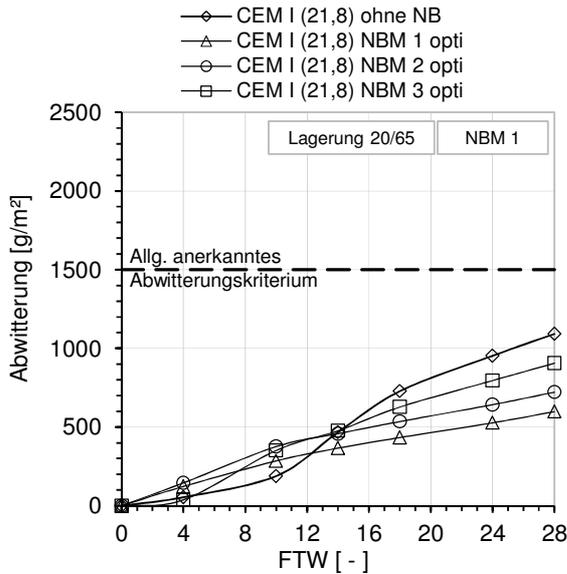


Bild 4.6: Wirkung verschiedener Nachbehandlungsmittel. Am Beispiel des Betons CEM I (21,8).

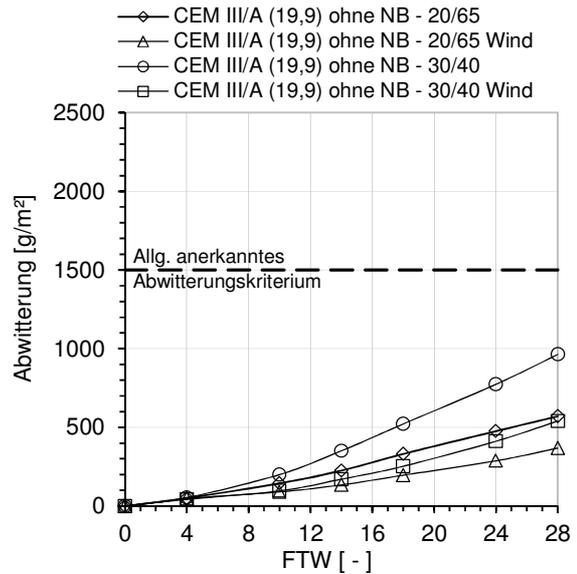


Bild 4.7: Wirkung verschiedener Lagerungsbedingungen am Beispiel des Betons CEM III/A (19,9).

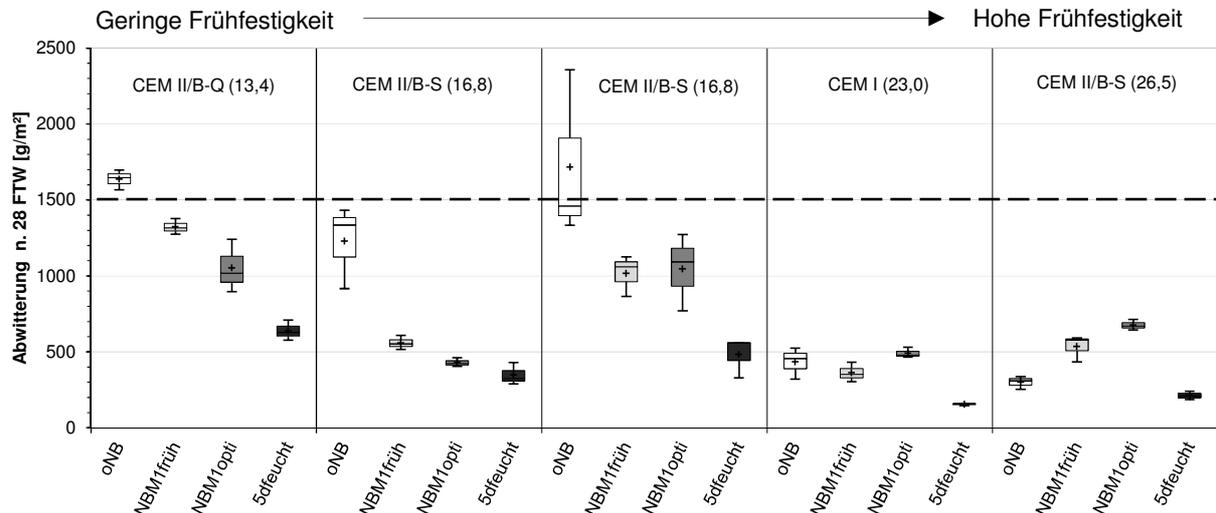


Bild 4.8: Einfluss des Auftragszeitpunktes flüssiger Nachbehandlungsmittel auf die Abwitterungsmengen (Lagerung 20/65). Die Ergebnisse sind als Box-Whisker Plots dargestellt, so dass man das Maß der Streuung erkennt und einen visuellen Eindruck von der möglichen Signifikanz der Ergebnisse erhält (Für den Beton CEM II/B-S (16,8) wurden zwei Versuche durchgeführt – eine Ursache für die deutlich höheren Abwitterungen der mit NBM 1 nachbehandelten Proben im zweiten Versuch kann nicht genannt werden).

Um mögliche Zusammenhänge zwischen dem Abwitterungsverhalten und den Lagerungs- bzw. Nachbehandlungsvarianten darzustellen, ist in Bild 4.11 die Abwitterungsmenge nach 28 FTW für verschiedene Lagerungsbedingungen und Nachbehandlungsvarianten über den Beschleunigungsfaktor  $Z$  (Gl. 4.1) aufgetragen. Darin wird zunächst deutlich, dass das Abwitterungskriterium von  $1500 \text{ g/m}^2$  nach 28 FTW nur von Proben ohne Nachbehandlung überschritten wird. Eine allgemeingültige Korrelation zwischen der Abwitterungsmenge und dem Abwitterungsverlauf kann nicht festgestellt werden. Die besonders hohen Abwitterungsmengen gehen tendenziell mit degressivem Verlauf einher. Dies könnte auf das Vorhandensein einer dünnen Oberflächenzone mit verminderter Gefügequalität hindeuten. Ebenfalls hauptsächlich degressiv verläuft die Abwitterung der mit Nachbehandlungsmitteln behandelten Proben. Auch Lägel stellt in [89] für Proben mit Nachbehandlungsmitteln einen eher degressiven Abwitterungsverlauf fest. In Bild 4.12 ist für die Abwitterungsverläufe der unterschiedlichen Lagerungs- und Nachbehandlungsvarianten eine Klasseneinteilung wie in Abschnitt 4.2.2 vorgeschlagen, dargestellt.

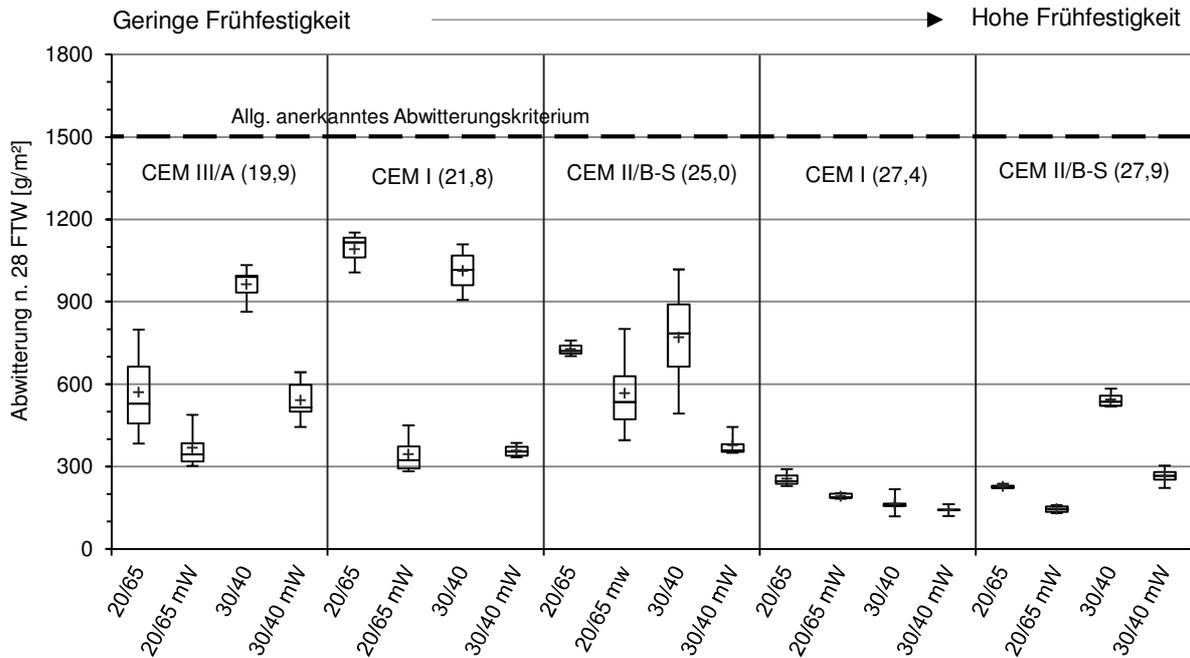


Bild 4.9: Ergebnisse zum Einfluss der Lagerungsart auf die Abwitterungen nach 28 FTW im CDF-Test. Die Ergebnisse sind als Box-Whisker Plots dargestellt, so dass man das Maß der Streuung erkennt und einen visuellen Eindruck von der möglichen Signifikanz der Ergebnisse erhält.

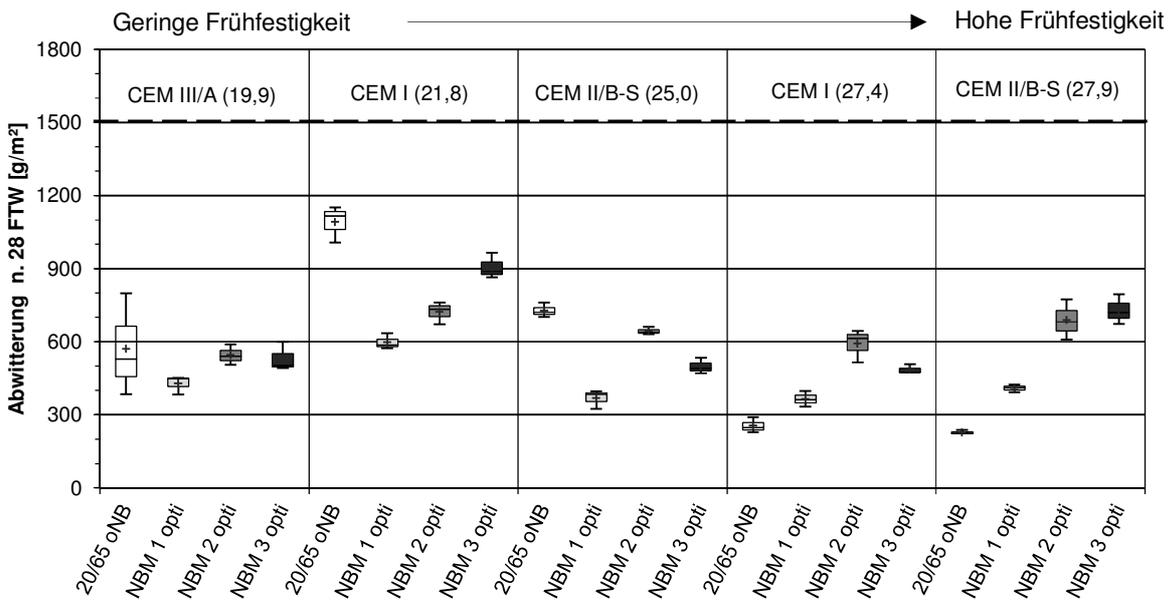


Bild 4.10: Ergebnisse zum Einfluss der Nachbehandlungsmittel auf die Abwitterungen nach 28 FTW im CDF-Test. Die Ergebnisse sind als Box-Whisker Plots dargestellt, so dass man das Maß der Streuung erkennt und einen visuellen Eindruck von der möglichen Signifikanz der Ergebnisse erhält.

Für die Varianten 20/65 ohne Nachbehandlung (29 Versuche) zeigt sich, dass die meisten Versuche einen linearen oder schwach progressiven Abwitterungsverlauf aufwiesen. 13 % der Versuche mit dieser Beanspruchung zeigen ein stark degressives Abwitterungsverhalten, 19 % dagegen ein stark progressives Verhalten. Für die Lagerungs- bzw. Nachbehandlungsvarianten 20/65 5dfeucht, 30/40 und 30/40 mW ergibt sich bei den hier vorgestellten Versuchen fast ausschließlich ein linearer oder progressiver Verlauf. [89] stellte für mit Wind belasteten (30°C) und nicht nachbehandelten Proben ebenfalls einen progressiven Verlauf der Abwitterung fest. Die Ergebnisse der Variante 20/65 mW zeigen bezüglich des Abwitterungsverlaufs kein eindeutiges Verhalten.

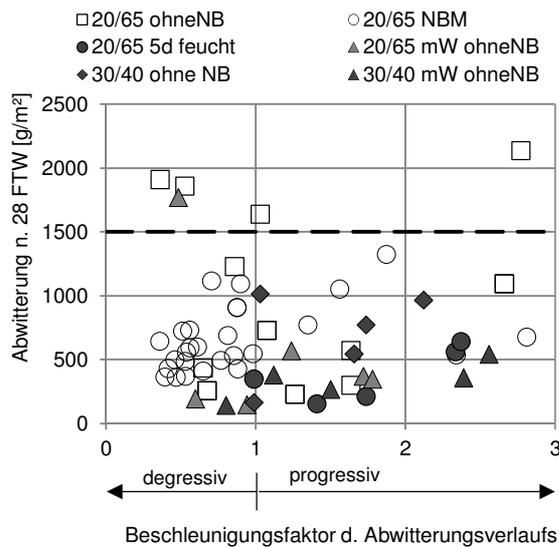


Bild 4.11: Gegenüberstellung des Beschleunigungsfaktors der Abwitterung (Gl. 4.1) und der Abwitterungsmenge nach 28 FTW in Abhängigkeit der Lagerung und der Nachbehandlung.

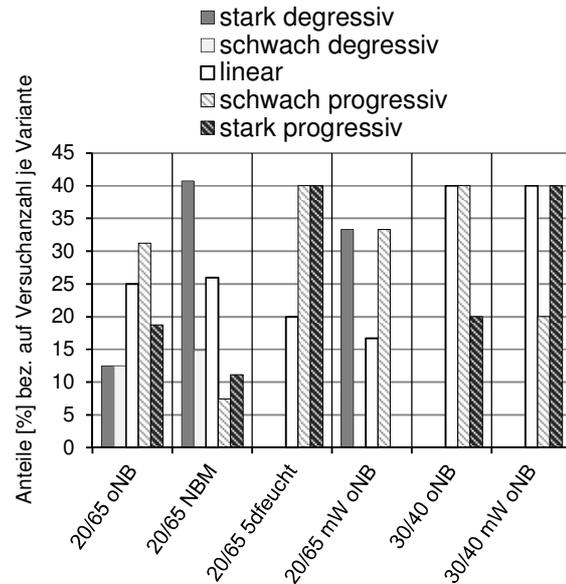


Bild 4.12: Verlauf der Abwitterung bei unterschiedlichen Lagerungs- bzw. Nachbehandlungsarten.

Die Aufnahme der Prüflüssigkeit während der Vorsättigung und der anschließenden Frost-Taubelastung spiegelt vor allem die Trocknungshistorie der Proben wider. Bild 4.13 (untere Linie) zeigt einen deutlichen linearen Zusammenhang zwischen der während der Vorsättigung aufgenommenen Flüssigkeitsmenge und der im Zeitraum zwischen Betonherstellung und einem Alter von 21 Tagen an die Umgebung abgegebenen Wassermenge. Die Steigung dieser Geraden von nahezu 1 zeigt, dass annähernd die Menge an Flüssigkeit aufgenommen wurde, die während der Trocknung abgegeben wurde<sup>20</sup>. Interessanterweise erfährt der dargestellte Verlauf eine Parallelverschiebung entlang der y-Achse, wenn man die gesamte Wasseraufnahme während des CDF-Tests einbezieht (d. h. Vorsättigung und Frostsaugen) (Bild 4.13 obere Linie). Der (gedachte) Schnittpunkt dieser Geraden mit der y-Achse gibt die mittlere Menge an Prüflüssigkeit, welche durch die Mikroslinsempumpe aufgenommen wurde (Frostsaugen). Das heißt, dass die Flüssigkeitsmenge, die durch Frostsaugen aufgenommen wird, weitgehend unabhängig von der Trocknungshistorie und damit der Nachbehandlung der Proben ist. Ein allgemeiner Zusammenhang zwischen der Abwitterung und der Flüssigkeitsaufnahmen während des CDF-Tests besteht nicht (Bild 4.14). Eine hohe Flüssigkeitsaufnahme während der Vorsättigung des CDF-Tests ist deshalb zwar ein Hinweis auf eine hohe Porosität des Betons, lässt aber noch keinen Schluss auf die zu erwartende Abwitterungen zu. Da die in Bild 4.13 dargestellten Zusammenhänge auch für die mit Nachbehandlungsmittel behandelten Proben gelten, zeigt dies, dass die Nachbehandlungsmittel nach 28 Tagen Lagerung die Flüssigkeitsaufnahme des Betons nicht behindern – eine Entfernung für die Frost-Taumittelprüfung ist also nicht notwendig.

<sup>20</sup> Die Proben der Variante 5dfeucht zeigen ebenfalls einen linearen Zusammenhang zwischen Flüssigkeitsaufnahmen im CDF-Test und der Wasserabgabe bis zum Alter von 21 Tagen. Die Steigung der Geraden ist aber flacher. Aus diesem Grund und wegen der zum Teil negativen Wasserbilanz (siehe Abschn. 3.3.3) wurden diese Ergebnisse in Bild 4.13 nicht dargestellt.

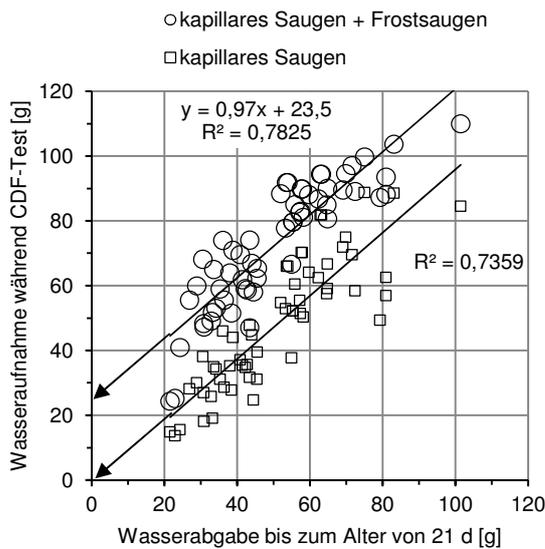


Bild 4.13: Gegenüberstellung der Flüssigkeitsaufnahme während des CDF-Tests und Wasserabgabe bis zum Alter von 21 Tagen.

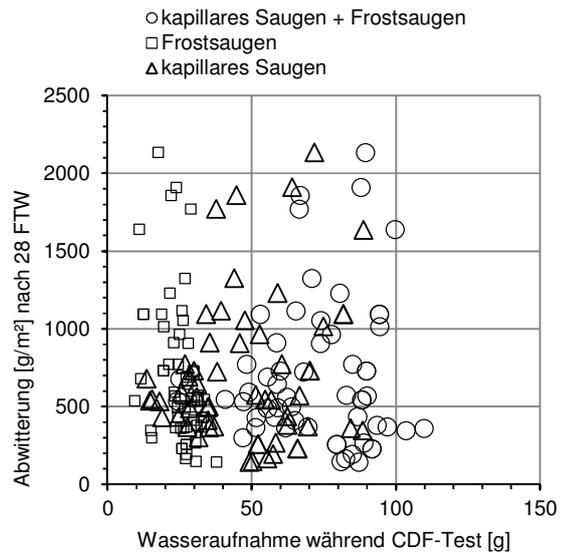


Bild 4.14: Gegenüberstellung der Flüssigkeitsaufnahme während des CDF-Tests und der Abwitterung nach 28 FTW.

## 4.4 Diskussion

### 4.4.1 FTSW ohne Nachbehandlungsmaßnahmen

Ein Hauptziel dieser Arbeit ist es, den Einfluss einer frühen Austrocknung auf den Frost-Tausalz-Widerstand von Beton zu erfassen. Hintergrund ist die allgemeine Auffassung, dass ein „Verdursten“ der Betonrandzone bei ungeschütztem Beton sofort nach dem Einbau stattfindet [53]. Daraus folgt, dass Nachbehandlungsmaßnahmen möglichst sofort nach dem Betoneinbau erfolgen müssen, um Frost-Tausalzschäden zu vermeiden. Häufig ist dies aber technologisch gar nicht möglich. Deshalb ist es von großer Relevanz, das mögliche Schadenspotential abschätzen zu können, das entsteht, wenn Nachbehandlungsmaßnahmen nicht sofort ergriffen werden.

Die in der vorliegenden Arbeit verwendeten Betone unterschieden sich bereits in ihrem mittels der Standard – CDF Prüfung bestimmten Frost-Tausalz-Widerstand (siehe Tabelle 3.4). Um die Einflüsse aus Lagerung und Nachbehandlung von diesem Unterschied unabhängig bewerten zu können, wird eine Abwitterungszahl berechnet. Die Abwitterungszahl ist das Verhältnis zwischen der Abwitterung aus der Standard-CDF Prüfung und der Abwitterung, die nach einer bestimmten Lagerung und ggf. Nachbehandlung ermittelt wurde (Gl. 4.2). Eine niedrige Abwitterungszahl zeigt, dass der Beton unter der betrachteten Einwirkung im Vergleich zum Standard CDF-Test einen ähnlichen oder besseren Frost-Tausalz-Widerstand aufweist. D.h. dass z. B. die Austrocknung nur zu einer geringen oder gar keiner Verschlechterung des Frost-Tausalz-Widerstandes führt – er also eine geringe Nachbehandlungsempfindlichkeit aufweist.

$$Abwitterungszahl = \frac{Abw_{Std}}{Abw_i} \quad \text{Gl. 4.2}$$

mit:

- |             |  |                     |
|-------------|--|---------------------|
| $Abw_{Std}$ | - Abwitterung nach 28 FTW im Standard-CDF Test (Prüffläche = Schalfläche)  | [g/m <sup>2</sup> ] |
| $Abw_i$     | - Abwitterung nach 28 Frost-Tau-Wechsel von Proben mit verschiedenen Lagerungs- und Nachbehandlungsvarianten (texturierte Oberfläche = Prüffläche) | [g/m <sup>2</sup> ] |

In Bild 4.15 und Bild 4.16 sind die in Abschn. 3 ermittelte Gesamtwasserabgabe und die Wasserabgabe im Alter von 1 bis 21 Tagen der Abwitterungszahl gegenübergestellt<sup>21</sup>. Man würde erwarten, dass hohe Gesamtwasserabgaben zu größeren Abwitterungsmengen führen. Tatsächlich kann ein Zusammenhang zwischen der Abwitterungszahl und der Gesamtwasserabgabe nicht festgestellt werden. Betrachtet man dagegen die Wasserabgabe zwischen dem ersten und dem 21. Tag, ist zumindest ein schwacher Trend erkennbar. Dieser besagt, dass die Abwitterung umso stärker zunimmt, desto höher die Wasserabgabe in dieser Zeit ist. Dies stimmt wieder mit der allgemeinen Erwartung überein, dass eine Austrocknung mit negativen Folgen für die Betonrandzone verbunden ist.

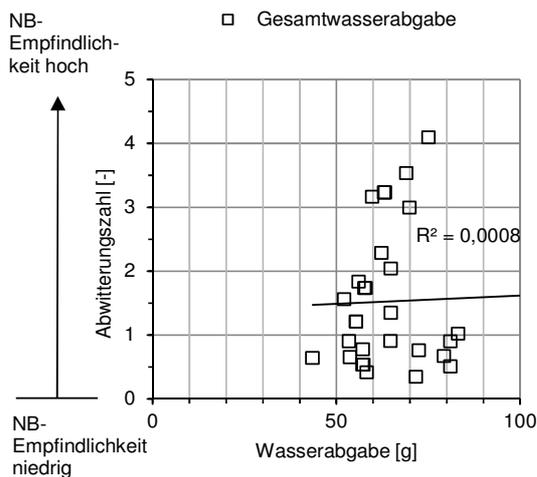


Bild 4.15: Gegenüberstellung der rel. Abwitterung und der Gesamtwasserabgabe. (Beton ohne Nachbehandlung).

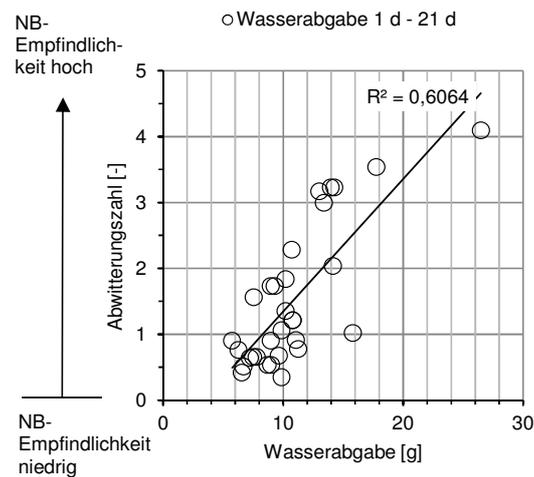


Bild 4.16: Gegenüberstellung der rel. Abwitterung und der Wasserabgabe zwischen einem und 21 Tagen. (Beton ohne Nachbehandlung).

Dass die Höhe der Gesamtwasserabgabe (die hauptsächlich durch die Kapillarphase bestimmt wird) für den FTSW nicht relevant ist, bestätigt vorangegangene Thesen. Zu einer Austrocknung der für den FTSW wichtigen Randzone kommt es erst nach Ende der Kapillarphase. Wäre dies nicht der Fall, müsste auch die Gesamtwasserabgabe bzw. die Wasserabgabe während der Kapillarphase einen Zusammenhang mit der Abwitterungszahl ergeben.

In Bild 4.17 zeigt sich ein relativ deutlicher Zusammenhang zwischen der Nachbehandlungsempfindlichkeit (ausgedrückt durch die Abwitterungszahl) und der Frühfestigkeit des verwendeten Zementes. Einzig der Beton CEM III/A (19,9) fügt sich nicht ins Bild. Dieser Beton wies im Standard-CDF Test eine vergleichsweise hohe Abwitterung auf (siehe Tabelle 3.4). Bei den Versuchen unter Berücksichtigung der Austrocknung lagen die Abwitterungsmengen dagegen sehr niedrig. Dies ergibt eine sehr niedrige Abwitterungszahl, so dass die Wertepaare sich nicht in die Trendgerade in Bild 4.17 einreihen. Die hohen Abwitterungsmengen im Standard-CDF Test bei diesem Beton wurden aber in einem zweiten Versuch bestätigt, so dass das festgestellte Verhalten real ist. Anhand der hier durchgeführten Untersuchungen können die Beobachtungen aber nicht erklärt werden.

<sup>21</sup> Es wurden alle ausgeführten Lagerungsarten berücksichtigt. Die Ergebnisse der Betone CEM II/B-M (23,5) sind nicht enthalten, da dieser offensichtlich ein anderes Verhalten aufweist und diese Zementart nicht im ausreichenden Umfang untersucht wurde.

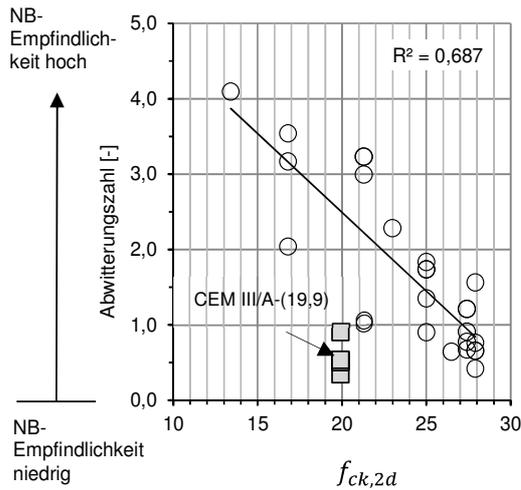


Bild 4.17: Zusammenhang zwischen rel. Abwitterung und Zementfrühfestigkeit. (Betone ohne Nachbehandlung; Korrelationskoeffizient ohne Ergebnisse CEM III/A (19,9))

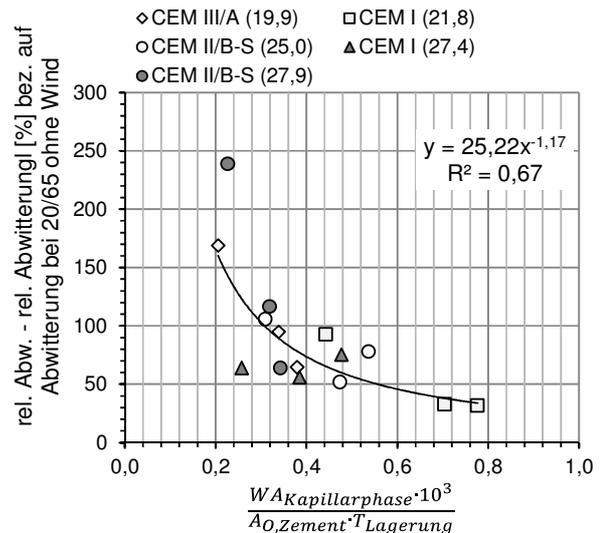


Bild 4.18: Eine hohe Wasserabgabe in der Kapillarphase (durch Windeinwirkung) führt im Vergleich zur Lagerung 20/65 oNB zu geringeren Abwitterungen. Eine höhere Lagerungstemperatur und eine hohe Mahlfineheit des verwendeten Zementes wirken dem Effekt entgegen. Weitere Erläuterungen siehe Text und Gl. 4.3 und Gl. 4.4.

Eine genauere Betrachtung erfordern die Ergebnisse aus den Untersuchungen mit und ohne Windbelastung. Betone, die innerhalb des ersten Tages einer diffusen Windbelastung ausgesetzt waren, wiesen im Vergleich zur gleichen Lagerung ohne Wind i. d. R. eine geringere Abwitterung auf. Nur der Beton CEM I (27,4) ließ eine Wirkung der frühen Windbelastung nicht erkennen. Die anderen untersuchten Betone wiesen insbesondere bei einer Windbelastung im Klima 30/40 im Vergleich zum Klima 30/40 ohne Wind eine deutlich geringere Abwitterung auf. Zunächst stellt sich die Frage der Plausibilität der Ergebnisse, da die Ergebnisse in dieser Form nicht erwartet wurden. Da sich das Verhalten bis auf eine Ausnahme bei allen untersuchten Betonen zeigte und sich die Untersuchungen über einen längeren Zeitraum erstreckten, ist es unwahrscheinlich, dass es sich um einen Artefakt handelt. Da zudem auch andere Autoren [86, 89, 83] von unerwartet geringen Abwitterungen trotz Windbelastung und fehlender Nachbehandlung berichten, ist die Wahrscheinlichkeit sehr hoch, dass es sich um einen realen Effekt handelt. Eine mögliche Erklärung liegt in den Mechanismen der Austrocknung von kapillarporösen Stoffen begründet. Trocknet ein kapillarporöser Stoff aus, geschieht dies immer von den großen zu den kleinen Poren. Das heißt, dass in Folge der Austrocknung von jungem Beton zunächst die wassergefüllten Zwickelbereiche zwischen den Zementkörnern geleert werden (siehe Bild 2.6). Anhand Bild 3.33 kann die Größe der Zwickelbereiche im frischen Zementleim auf ca. 10 -15  $\mu\text{m}$  abgeschätzt werden. Der dem Bild 3.33 zugrundeliegende Zement hatte eine Mahlfineheit von ca. 3800  $\text{cm}^2/\text{g}$ . In Abhängigkeit der Mahlfineheit und der Kornverteilung des Zementes können auch größere Zwickelbereiche auftreten. Eigene Nachrechnungen für die Messungen von Slowik an der A 72 zeigen, dass bis zu einem Alter von ca. 7 Stunden ca. 3 % des Anmachwassers<sup>22</sup> an die Umgebung abgegeben werden und dieses Wasser aus Poren mit Radien zwischen 36 – 2,8  $\mu\text{m}$  stammt. Einmal entleerte Zwickelbereiche können im weiteren Hydratationsverlauf nicht mehr mit Zementgel ausgefüllt werden. Das heißt, dass durch die frühe Austrocknung Poren zwischen etwa 5 – 70  $\mu\text{m}$  Durchmesser entstehen, die untereinander nur über die feineren Kapillarporen in Verbindung stehen. Damit sind diese im frühen Stadium entstandenen Poren mit künstlich eingebrachten Luftporen zu vergleichen und können den Frost-Tausalz-Widerstand positiv beeinflussen. Im Verhältnis zum relativ kleinen Porenvolumen an Zwickelbereichen fällt die Erhöhung des Frost-Tausalz-Widerstandes sehr stark aus. Dies ist möglicherweise

<sup>22</sup> Dies entspricht einem Porenvolumen im Festbeton von 0,5 Vol.-%.

darauf zurückzuführen, dass diese Zwickelporen genau dort entstehen, wo sie die größte Wirkung entfalten können – nämlich als direkte Verbindung zwischen den Kapillaren, über die das Anmachwasser an die Oberfläche transportiert wurde. Hinzu kommt, dass bereits ein Porenvolumen von 0,5 Vol.-% mit einem mittleren Porenradius von 13 µm einen Abstandsfaktor (AF 2 nach Powers) von ca. 0,1 mm ergibt.

Da die (noch nicht entleerten) Zwickelbereiche im weiteren Trocknungsverlauf schnell zuwachsen (vgl. Bild 3.34), kann dieser „positive Effekt“ nur während der frühen Austrocknung stattfinden. Er ist besonders stark ausgeprägt bei hohen Verdunstungsraten und gleichzeitig langsamer Gefügeentwicklung. Eine schnelle Gefügeentwicklung, z. B. durch hohe Lagerungstemperaturen, wirkt dem genannten positiven Austrocknungseffekt deshalb entgegen, da Zwickelbereiche dann schneller durch Hydratationsprodukte blockiert werden. Weiterhin muss der Mahlfeinheit bzw. Packungsdichte des Zementes eine große Rolle zukommen. Je gröber der Zement bzw. je geringer die Packungsdichte des Zementes, desto mehr und größere Zwickelräume sind vorhanden und umso mehr Hohlräume bleiben nach der frühen Austrocknung zurück. Tatsächlich kann anhand der gewonnenen Untersuchungsergebnisse diese These gestützt werden. Bild 4.18 gibt dazu auf der Ordinate die Abnahme der Abwitterung [g/m<sup>2</sup>] an, die aufgrund einer gegenüber dem Klima 20/65 veränderten Lagerung der Proben ermittelt wurde (Gl. 4.3). Ein positiver Wert gibt an, dass der untersuchte Beton durch die veränderte Lagerung eine geringere Abwitterung erfährt. Auf der Abszisse wird eine Kenngröße dargestellt, welche die Austrocknung in der Kapillarphase, die Lagerungstemperatur sowie den Einfluss der Mahlfeinheit wiedergibt (Gl. 4.4). Aus dem Diagramm in Bild 4.18 wird ersichtlich, dass es im Vergleich zur Lagerung 20/65 ohne Wind immer dann zu einer Verringerung der Abwitterung kommt, wenn der Beton in der Kapillarphase eine hohe Wassermenge verliert. Dieser Einfluss der frühen Austrocknung ist umso größer, je geringer die Mahlfeinheit des verwendeten Zementes ist. Eine Lagerung bei 20 °C verstärkt den Effekt ebenfalls.

$$rel.Abw = \frac{Abw_{andere\ Lagerung}}{Abw_{20/65}} \cdot 100\% \quad \text{Gl. 4.3}$$

mit:

$rel.Abw$	-	Relative Abwitterung bei bestimmter Lagerung ohne NB bezogen auf Abwitterung im Klima 20/65 ohne NB.	[%]
$Abw_{20/65}$	-	Abwitterung im CDF-Test nach Lagerung im Klima 20/65	[g/m <sup>2</sup> ]
$Abw_{andere\ Lagerung}$	-	Abwitterung im CDF-Test nach Lagerung (20/65 mW, 30/40 oder 30/40 mW; immer ohne Nachbehandlung)	[g/m <sup>2</sup> ]

$$\frac{WA_{Kapillarphase} \cdot 10^3}{A_{O,Zement} \cdot T_{Lagerung}} \quad \text{Gl. 4.4}$$

mit:

$WA_{Kapillarphase}$	-	Wasserabgabe in der Kapillarphase bei Lagerung (20/65 mW, 30/40 oder 30/40 mW)	[g/m <sup>2</sup> ]
$T_{Lagerung}$	-	Lagerungstemperatur bei Lagerung (20/65 mW, 30/40 oder 30/40 mW)	[°C]
$A_{O,Zement}$	-	Mahlfeinheit des verwendeten Zementes nach Blaine	[cm <sup>2</sup> /g]

Damit wird die These untermauert, dass die Entleerung von Zwickelbereichen aufgrund einer starken frühen Austrocknung einen positiven Einfluss auf den Frost-Tausalz-Widerstand hat. Da während der Kapillarphase noch keine Austrocknung der Randzone stattfindet, kommt es aufgrund dieser frühen Wasserabgabe nicht zu einer gestörten Zementreaktion. Auch anderer Autoren zeigen die positive Wirkung von entwässerten Porenbereichen. Als Beispiel kann hier die positive Wirkung von Super-Adsorbent-Polymeren (SAP) auf den Frost-Tausalz-Widerstand von Beton gesehen werden [192]. Penttala hat in [193] den Frost-Tausalz-Widerstand von hochfestem Beton untersucht und die Vermutung aufgestellt, dass mittels Quecksilberhochdruckporosimetrie bestimmte Porenanteile zwischen 0,1 – 10 µm einen ähn-

lich positiven Einfluss auf den Frost-Tausalz-Widerstand von Beton aufweisen, wie künstlich eingeführte Mikroluftporen. Dies bestätigt die oben aufgestellte These und untermauert die Feststellung, dass eine frühe Windbelastung nicht zwangsläufig zu einem geringeren Frost-Tausalz-Widerstand führen muss. Vielmehr ist es so, dass eine sehr frühzeitige starke Austrocknung einen positiven Effekt auf den Frost-Tausalz-Widerstand haben kann. Eine langfristige Austrocknung führt letztlich aber zu Schäden. Auf die langfristige Austrocknung hat eine Windbelastung jedoch einen immer kleiner werdenden Einfluss. Dies resultiert aus der Tatsache, dass der Wind in erster Linie über einen größeren Stoffübergangskoeffizienten wirkt und nach Ende der Kapillarphase der Stoffübergangskoeffizient gegenüber dem Diffusionswiderstand der schon ausgetrockneten Randzone immer mehr in den Hintergrund tritt. Eine frühe Windbelastung als technische Möglichkeit zur Sicherstellung eines hohen Frost-Tausalz-Widerstandes ist jedoch auf keinem Fall zielführend, da dies große Probleme im Hinblick auf eine frühe Rissbildung mit sich bringen würde. Es geht hier eher um ein theoretisches Problem, das aber für weitere Arbeiten und zum Verständnis der allgemeinen Zusammenhänge betrachtet werden muss. Auch dann, wenn die Erkenntnisse zunächst sehr widersprüchlich erscheinen.

Abschließend soll noch auf Ergebnisse von Peyerl et al eingegangen werden [194], die im scheinbaren Widerspruch zur genannten These stehen. Peyerl et al haben für Straßendeckenbetone, die in einem Windkanal bei 1 m/s lagerten, eine deutliche Verringerung des Frost-Tausalz-Widerstandes festgestellt. Sie untersuchten aber Probekörper mit einer Waschbetonoberfläche, die eine Windbelastung erst nach dem Ausbürsten des Oberflächenmörtels erfuhren. Dass sie dann einen geringeren Frost-Tausalz-Widerstand feststellen, liegt nicht im Widerspruch zu den hier vorgestellten Ergebnissen. Das Trocknungsverhalten eines Waschbetons nach dem Ausbürsten verläuft vollkommen anders als bei einem Beton mit Besenstrichttextur. Zum Zeitpunkt des Ausbürstens besitzt der Waschbeton schon eine Festigkeit und das Porengefüge hat sich deutlich verfeinert. Eine Entleerung von Zwickelwasser ist in diesem Stadium nicht mehr möglich, da sich diese bereits deutlich verkleinert haben und das Gefüge einen nennenswerten Nachtransport nicht mehr zulässt. Alles Wasser, das nach dem Ausbürsten abgegeben wird, entstammt der Randzone. Da direkt nach dem Ausbürsten die Feuchtigkeit in der Randzone noch sehr hoch ist (die Trocknungsfrent liegt noch an der Oberfläche), wirkt die Windbelastung auch tatsächlich beschleunigend auf die Austrocknung – ein geringer Frost-Tausalz-Widerstand wie ihn Peyerl et al festgestellt haben, ist daher nicht überraschend. Die positiv auf den Frost-Tausalz-Widerstand wirkende Entleerung von Zwickelbereichen im Zementleim kann nur im sehr jungen Betonalter (innerhalb der Kapillarphase) erfolgen.

#### 4.4.2 FTSW mit Nachbehandlungsmaßnahmen

Die 5-tägige Nachbehandlung mit feuchtem Sand erbrachte unter Laborbedingungen stets den höchsten Frost-Tausalz-Widerstand und zeigt damit sehr eindrucksvoll, dass die wasserzuführende Nachbehandlung sehr leistungsfähig ist. Trotz einer im Vergleich zur Normlagerung zwei Tage kürzeren Nachbehandlungsdauer wurden ähnliche Ergebnisse wie mit normgelagerten Proben erreicht. Dies zeigt zweierlei: zum einen muss eine abgezogene und texturierte Betonoberfläche nicht automatisch einen geringeren FTSW aufweisen und zum anderen beweist dies, dass das Abwitterungskriterium nicht nur für geschalte Flächen herangezogen werden kann.

Die Nachbehandlung mit wässrigen Nachbehandlungsmitteln weist nicht die gleiche Leistungsfähigkeit wie eine 5-tägige Feuchtnachbehandlung auf. Dennoch ist für die hier untersuchten Nachbehandlungsmittel eine hohe und ausreichende Nachbehandlungsqualität nachgewiesen. In anderen Forschungsarbeiten war bereits festgestellt worden, dass eine Wirksamkeit aber nur bei einem Auftrag auf eine Oberfläche ohne sichtbaren Wasserfilm

gewährleistet ist. Wird dieser Hinweis befolgt, ist eine weitere Unterscheidung zwischen einem frühen Auftrag oder einem Auftrag zum optimalen Zeitpunkt (gemäß Lackmuspapier-test) bezüglich des Frost-Tausalz-Widerstandes nahezu vernachlässigbar. Obwohl in Abschnitt 3.4.2 für die geprüften Auftragszeitpunkte ein unterschiedliches Filmbildungsverhalten festgestellt wurde, ist eine Differenzierung im Frost-Tausalz-Widerstand fast nicht gegeben. Vorhandene Unterschiede sind teilweise nicht signifikant oder technisch ohne Belang. Die in anderen Forschungsarbeiten zum Teil festgestellte fehlende oder gar stark negative Wirksamkeit der paraffinhaltigen, wässrigen Nachbehandlungsmittel ist deshalb sehr wahrscheinlich auf eine fehlerhafte (zu frühe) Anwendung zurückzuführen (vgl. Abschnitt 2.4.6). Möglich ist auch, dass frühere Mittel tatsächlich eine geringere Leistungsfähigkeit aufwiesen. Die Wirksamkeit der Nachbehandlungsmittel von drei verschiedenen Herstellern ist als weitgehend gleich anzusehen. Das heißt, Nachbehandlungsmittel, die nach TL NBM-StB 09 geprüft und für anwendbar befunden wurden, sind im Hinblick auf den Frost-Tausalz-Widerstand als gleichwertig zu bezeichnen. Zwei Feststellungen sollen aber noch näher betrachtet werden. Einmal soll geklärt werden, worauf die im Vergleich zur Feuchtnachbehandlung geringere Wirksamkeit der NBM begründet ist. Zum anderen gilt es zu hinterfragen, weshalb die Nachbehandlungsmittel bei Betonen, die bereits ohne Nachbehandlung einen hohen FTSW aufweisen, zu einer leichten Verringerung des FTSW führen.

Unter der Berücksichtigung, dass die Nachbehandlungsmittel die Wasserabgabe nicht vollständig unterbinden können, ist ihre geringere Wirksamkeit in Bezug auf den Frost-Tausalz-Widerstand zunächst nicht überraschend. Als Grundlage für eventuell weitere Entwicklungen ist eine Ursachenanalyse dennoch von Relevanz. Mit NBM behandelte Proben weisen häufig ein degressives Abwitterungsverhalten auf. Dies lässt auf eine mindere Oberflächen-schicht schließen. Die Abwitterungsmengen liegen im Mittel bei knapp  $700 \text{ g/m}^2$ . Da die Abwitterung fast ausschließlich aus Feinmörtel besteht, ist zur Berechnung der Abwitterungstiefen eine üblicherweise angenommene Rohdichte von  $2,3 \text{ kg/dm}^3$  zu hoch. In [81] wird für die Oberflächenmörtelschicht von Straßenbetonen eine Frischmörtelroh-dichte von  $1,3 - 2,0 \text{ kg/dm}^3$  angegeben<sup>23</sup>. Bei einer angenommenen Festmörtelroh-dichte von  $1,8 \text{ kg/dm}^3$  bedeutet die Abwitterungsmenge von  $700 \text{ g/m}^2$  eine Abwitterungstiefe von ca.  $0,4 \text{ mm}$  (vgl. Abschnitt 2.6.2, Bild 2.20). Bild 4.19 bis Bild 4.24 zeigen die Betonoberflächen von verschiedenen gelagerten und unterschiedlich nachbehandelten Proben nach einer Frost-Tausalzbelastung von 28 FTW. Mit Nachbehandlungsmitteln nachbehandelte Proben zeigen dabei stets eine verhältnismäßig gleichmäßige Abwitterung, wobei nur eine dünne Feinmörtelschicht abgewittert ist und die grobe Splittkörnung eher selten hervortritt (Bild 4.20, Bild 4.22). Das Abwitterungsbild bestätigt die Vermutung, dass bei mit NBM nachbehandelten Proben hauptsächlich eine dünne Oberflächenschicht abwittert. In Abschnitt 3.4.2 wurde gezeigt, dass die Nachbehandlungsmittel die Austrocknung der Randzone nicht vermeiden können, wohl aber den Beginn und das Ausmaß deutlich reduzieren. Eine Austrocknung der Randzone kann ferner auch aufgrund der Selbstaustrocknung nicht gänzlich vermieden werden. Die hohe Wasseraufnahme der mit feuchtem Sand überschichteten Proben hat die Leistungsfähigkeit des Hydratationssoges deutlich gemacht. Aufgrund einer herstellungsbedingten gröberen Gefügestruktur (z. B. höherer w/z-Wert) ist die Porenverteilung der Randzone im Vergleich zum Kernbeton gröber. Mit Beginn der Accelerationsphase wird deshalb der Kernbeton Feuchtigkeit aus der Randzone saugen und so zu einer Selbstaustrocknung führen. Eine starke Selbstaustrocknung der Randzone konnte auch im Rahmen eines anderen Forschungsvorhabens messtechnisch erfasst werden [195].

<sup>23</sup> Da es sich bei diesen Untersuchungen um Waschbetone mit höherem Zementgehalt, aber auch geringerem w/z-Wert handelt, können die Werte nicht direkt übertragen werden. Auf der sicheren Seite liegend wird für den erhärteten und trockenen Oberflächenmörtel eine Rohdichte von  $1,8 \text{ kg/dm}^3$  angenommen.



Bild 4.19: CEM II/B-S (16,8) 20/65 oNB. Betonoberfläche nach 28 FTW, Abwitterungsmenge 2130 g/m<sup>2</sup>.



Bild 4.20: CEM II/B-S (16,8) 20/65 NBM1opti. Betonoberfläche nach 28 FTW, Abwitterungsmenge 900 g/m<sup>2</sup>.



Bild 4.21: CEM II/B-S (16,8) 20/65 5dfeucht. Betonoberfläche nach 28 FTW, Abwitterungsmenge 500 g/m<sup>2</sup>.



Bild 4.22: CEM III/A (19,9) 20/65 NBM2opti. Betonoberfläche nach 28 FTW, Abwitterungsmenge 500 g/m<sup>2</sup>.

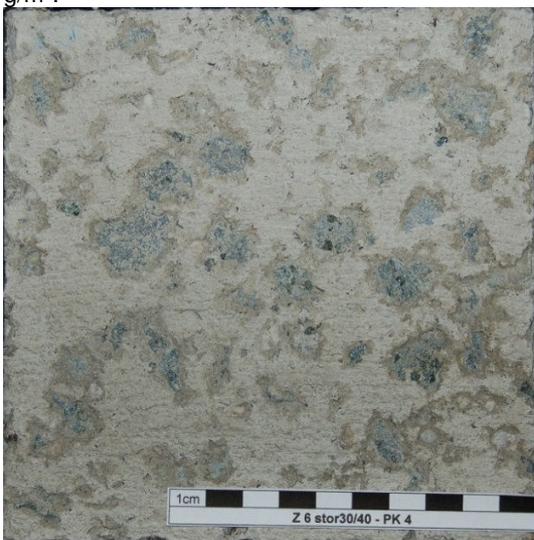


Bild 4.23: CEM III/A (19,9) 30/40. Betonoberfläche nach 28 FTW, Abwitterungsmenge 960 g/m<sup>2</sup>.



Bild 4.24: CEM III/A (19,9) 30/40 mW. Betonoberfläche nach 28 FTW, Abwitterungsmenge 540 g/m<sup>2</sup>.

Die begrenzte Austrocknung der Randzone führt demnach auch bei mit NBM nachbehandelten Proben zu einer sehr dünnen, minderfesten Schicht, die sehr schnell und gleichmäßig abwittert. Wie später noch gezeigt wird, weisen mit NBM nachbehandelte Proben in der Randzone eine höhere Porosität auf, die jedoch nur zu einem bestimmten Anteil auf eine verminderte Hydratation zurückzuführen ist. Vielmehr wird durch die Reduzierung der Wasserabgabe ab einem Alter von 5 – 8 Stunden eine Gefügeverdichtung durch plastisches Schwinden der dünnen Leimschicht verhindert und so ein herstellungsbedingt höherer w/z-Wert „eingefroren“. Weiterhin wirken die Nachbehandlungsmittel auch als Carbonatisierungsbremse (siehe auch Kapitel 6), so dass die günstige Gefügeverdichtung aus der Carbonatisierung nicht zum Tragen kommt.

Die beiden letztgenannten Punkte sind auch dafür verantwortlich, dass bei manchen Betonen durch die Applikation eines NBM keine Verbesserung des FTSW mehr erreicht wird. Das Ausmaß und die Ursachen einer größeren Porosität in der Betonrandzone von mit NBM behandelten Proben wird in Kapitel 6 näher erläutert. Dort wird auch gezeigt, dass die Carbonatisierung durch die NBM soweit reduziert wird, dass nach 28 Tagen eine Bestimmung mittels Phenolphthalein kein Ergebnis bringt. Andererseits wurde in [82, 196] gezeigt, dass die Carbonatisierung einen positiven Effekt auf den Frost-Tausalz-Widerstand hat. Auch Brandes [76] stellte fest, dass bei älteren Proben der Frost-Tausalz-Widerstand steigt. Er führt dies auf eine Gefügeverdichtung infolge Carbonatisierung zurück. Die von Ludwig [73] festgestellte negative Wirkung der Carbonatisierung auf den FTSW kommt erst bei deutlich höheren Hüttensandgehalten, als sie in dieser Arbeit verwendet wurden, zum Tragen. Es bleibt deshalb festzuhalten, dass durch die Anwendung von Nachbehandlungsmitteln der positive Effekt der Carbonatisierung ausbleibt. Weiterhin führen die NBM zu einer etwas höheren Porosität in der Randschicht, da Volumenverringerungen aus plastischem Schwinden durch die NBM reduziert werden. Bei Betonen, die ohne Nachbehandlung einen geringen FTSW aufweisen, überwiegt der Effekt der Wasserrückhaltung, der einen höheren Hydratationsgrad ermöglicht. Bei Betonen, die bereits ohne Nachbehandlung geringe Abwitterungen zeigen, heben sich die Effekte aus Wasserrückhaltung einerseits und der höheren Porosität und der fehlenden Carbonatisierung andererseits auf, bzw. es überwiegt der Effekt der beiden letztgenannten, so dass sogar ein geringfügig geringerer FTSW auftreten kann.

Es soll noch erwähnt werden, dass speziell für das NBM 1 im Rahmen einer zusätzlichen Versuchsreihe ein möglicher Effekt der Hilfsstoffe und Emulgatoren aus dem NBM überprüft wurde. Da durch den Hydratationszog das Dispersionswasser mit den Emulgatoren und Hilfsstoffen zu einem frühen Zeitpunkt in den Beton gesogen werden kann, galt es zu klären, ob diese oberflächenaktiven Stoffe zu einer Beeinträchtigung der Hydratation führen können. Dazu wurde ein deutlich überhöhter „Angriff“ simuliert, indem für Zementleim- und Mörtelproben als Anmachwasser die vom Hersteller bereitgestellte Emulgatorlösung verwendet wurde. Über die Konzentration und Zusammensetzung dieser Lösung lagen keine Angaben vor. Es ist aber davon auszugehen, dass ein deutlich höherer Anteil an Emulgator und Hilfsstoffen im Anmachwasser enthalten ist, als beim üblichen Dispersionswasser eines NBM (ca. 1 – 2,5 % bez. auf Dispersionswasser). Für die im NBM 1 verwendete Emulgatorkombination wurde trotz der extrem hohen Dosierung im Anmachwasser und der sofortigen Einwirkung (Zugabe mit Anmachwasser) keine Beeinträchtigung der Hydratation festgestellt (vgl. Bild 4.25 und Bild 4.26). Die Bestimmung der Wärmefreisetzung bis 72 h mittels Wärmeflusskalorimeter ergab nahezu deckungsgleiche Kurven. Die Festigkeit der Mörtelproben war zwar deutlich geringer als die der Vergleichsproben. Dies war aber ausschließlich auf eine erhöhte Luftporenbildung zurückzuführen. Eine Beeinträchtigung der Zementhydratation in der Betonrandzone kann für das NBM 1 ausgeschlossen werden.

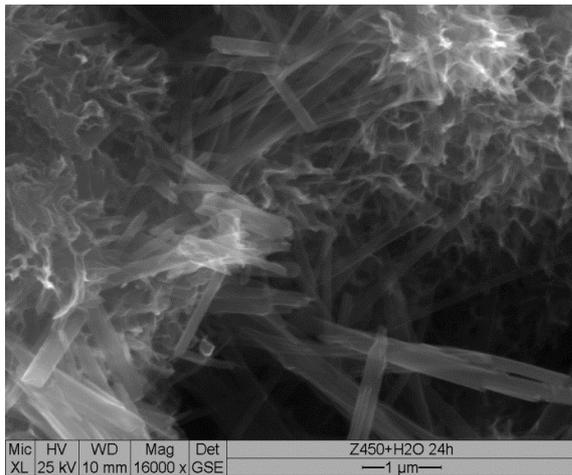


Bild 4.25: Hydratationszustand des CEM I 42,5 (27,4) mit destilliertem Wasser. Alter: 24 h.

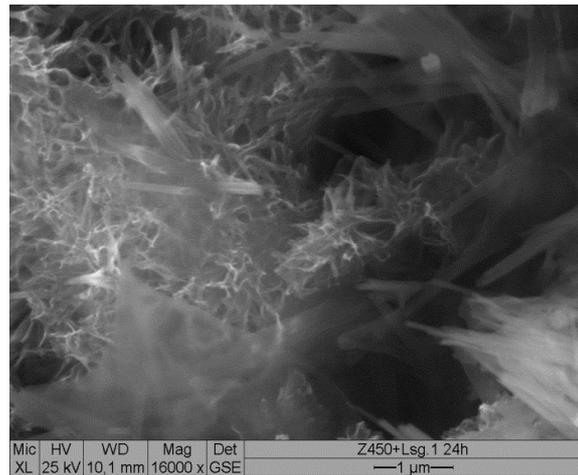


Bild 4.26: Hydratationszustand des CEM I 42,5 (27,4) mit Anmachwasser, das hohe Anteile an Emulgatoren für NBM 1 enthält. Alter: 24 h.

Die beschriebenen Effekte (teilweise Erhöhung der Abwitterung) sind deshalb zumindest bei NBM 1 nicht auf die Emulgatorwirkung zurückzuführen, sondern auf die beschriebene Wirkung der fehlenden Carbonatisierung in Verbindung mit einer erhöhten Porosität der Randzone. Im Umkehrschluss ist daher anzunehmen, dass auch für die anderen NBM ein Einfluss der Emulgatoren nicht vorhanden bzw. nicht ausschlaggebend ist. Im Bild 4.27 ist zur Untermauerung der These eine Gegenüberstellung zwischen der Sperrwirkung (als  $S_{0-21d}$ ) und der Verbesserung bzw. Verschlechterung des FTSW dargestellt (ausgedrückt durch den Quotienten aus der Abwitterung mit NBM nachbehandelter Proben und nicht nachbehandelter Proben). Je höher der Quotient  $Abw_{NBM}/Abw_{0NB}$  ist, desto deutlicher wird der FTSW durch die NBM reduziert. Anhand der Darstellung in Bild 4.27 wird ersichtlich, dass bei Betonen mit erhöhter Nachbehandlungsempfindlichkeit die Wirkung der Nachbehandlungsmittel unabhängig von der erreichten Sperrwirkung ist bzw. dass die aufgetretenen Unterschiede in der Sperrwirkung sich kaum auf den FTSW auswirkten. Betone, die nur eine geringe Nachbehandlungsempfindlichkeit aufweisen, zeigen dagegen bei der Nachbehandlung mittels NBM eine umso stärkere Abnahme des Frost-Tausalz-Widerstandes je höher die erreichte Sperrwirkung ist. Dies kann nur dadurch erklärt werden, dass ein sehr dichter NBM-Film eine hohe Sperrwirkung erzeugt, gleichzeitig aber auch den Zutritt von  $CO_2$  in das Gefüge bremst und somit die positive Wirkung der Carbonatisierung ausbleibt. Dies gilt auch für die nachbehandlungsempfindlichen Betone, bei denen aber der Effekt aus Wasserrückhaltung überwiegt.

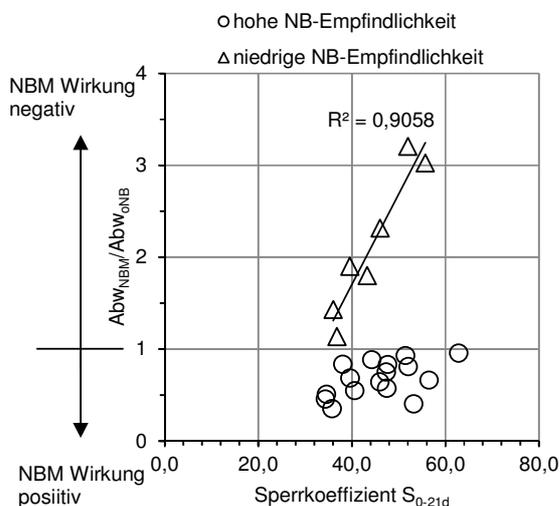


Bild 4.27: Zusammenhang zwischen dem Wasserrückhaltevermögen der NBM (ausgedrückt als Sperrkoeffizient  $S_{0-21d}$ ) und der Abwitterung, bezogen auf die nicht nachbehandelten Proben.

## 5 AUSLAGERUNGSVERSUCHE UND ERPROBUNGSSTRECKEN

### 5.1 Allgemeines

Bisher wurde ausschließlich über Versuche unter Laborbedingungen berichtet. Die weitgehend konstanten Bedingungen im Labor sind eine Grundvoraussetzung, um reproduzierbare und mit anderen Forschungsarbeiten vergleichbare Ergebnisse zu gewährleisten. Nur so können grundlegende Zusammenhänge erfasst werden. Für den speziellen Fall von Betrachtungen zur Dauerhaftigkeit sind Laborversuche auch zur Sicherstellung einer möglichst kurzen Prüfdauer und zur definierten Simulation der Hauptschadensmechanismen notwendig. Letztlich ist es aber das Ziel jeder Forschungsarbeit, die Übertragbarkeit von Ergebnissen auf praktische Anwendungsfälle zu ermöglichen. Im speziellen Fall dieser Arbeit sind vereinfacht betrachtet zwei Teilprozesse zu sehen. Einmal der Prozess der Herstellung des Betons, seines Einbaus und der Gefüge- und Festigkeitsentwicklung unter den Einwirkungen der natürlichen Witterung und üblichen Nachbehandlung. Der zweite Prozess stellt die Belastung des Betons durch einen Frost-Tausalz-Angriff bzw. die Nutzung dar. Dieser Teilprozess kann ohne Laborversuche nur eingeschränkt untersucht werden. Hier ist man stets auf Performanceprüfungen im Labormaßstab angewiesen. Langfristige Untersuchungen an freigelagerten Proben oder begleitend untersuchte Bauobjekte können aber wichtige zusätzliche Erkenntnisse liefern. Der erste Teilprozess, der sich hauptsächlich aus den technologischen Einflüssen der Betonherstellung und des Betoneinbaus, aber auch aus den Einflüssen aus der natürlichen Witterung zusammensetzt, kann dagegen mit vertretbarem Aufwand unter praxisnahen Bedingungen betrachtet werden.

In dieser Arbeit wurden zur Überprüfung der gewonnenen Erkenntnisse praxisnahe Untersuchungen durchgeführt, die sich in zwei Gruppen einteilen lassen. Die erste Gruppe untersucht ausschließlich die Wirkung einer natürlichen Witterung während der Erhärtung und Nachbehandlung des Betons. Die Betonherstellung und der Einbau des Betons erfolgt im Labormaßstab. Ebenso wie die anschließenden Untersuchungen zum Frost-Tausalz-Widerstand. In einer zweiten Gruppe von Praxisversuchen werden im Rahmen von Erprobungsstrecken Versuche an Probekörpern durchgeführt und der Zustand der Erprobungsstrecken nach einem Zeitraum von ca. 6 – 8 Jahren dokumentiert. Die Untersuchungen, die in diesem Zusammenhang durchgeführt wurden, werden im folgenden Kapitel behandelt.

### 5.2 Probekörperversuche unter natürlicher Witterung

#### 5.2.1 Materialien und Auslagerungsort

In die Untersuchungen wurden die Betone CEM II/B-S (16,8), CEM I (23,0) und CEM II/B-S (26,5) (siehe Kapitel 3, Tabelle 3.2) einbezogen. Herstellung von Beton und Probekörpern erfolgte analog den Untersuchungen im Labor (Abschnitt 3.2). Direkt im Anschluss wurden die Proben neben dem Laborgebäude des F.A. Finger-Institutes in Weimar gelagert (Bild 5.1). Ein mobiles Dach wurde immer dann aufgestellt, wenn Regen erwartet wurden. Das Dach befand sich ca. 1,5 m über der Probenoberfläche. Üblicherweise lagerten die Proben aber unter dem freien Himmel, um Effekte aus Wärmeaustausch durch Strahlung und der damit eventuell auftretenden morgendlichen Tauwasserbildung mit zu erfassen. Es wurden 4 verschiedene Lagerungsarten angewendet (Tabelle 5.1). Die Nachbehandlungsvarianten sind identisch mit denen aus Kapitel 3, Tabelle 3.6. Als Nachbehandlungsmittel kam ausschließlich das NBM 1 zum Einsatz.

Tabelle 5.1: Lagerungsarten

Kurzbezeichnung	Lagerung
3dSo	3 d im Freien (Sommer), bis 28. Tag bei 20 °C / 65 % r. F.
21dSo	21 d im Freien (Sommer), bis 28. Tag bei 20 °C / 65 % r. F.
3dHe	3 d im Freien (Herbst), bis 28. Tag bei 20 °C / 65 % r. F.
21dHe	21 d im Freien (Herbst), bis 28. Tag bei 20 °C / 65 % r. F.

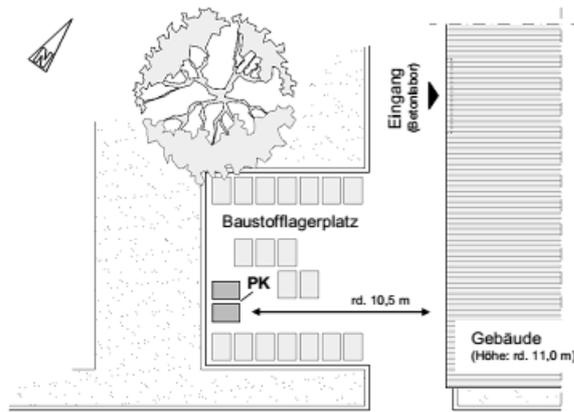


Bild 5.1: Lageskizze zum Auslagerungsort von Laborprobekörpern (aus [197]).



Bild 5.2: Beispiel für eine Probenlagerung. Die beiden links stehenden, mit feuchtem Sand gefüllten Proben dienen zur Aufnahme der Verdunstungsbedingungen.

Während der Lagerung im Freien wurden die Witterungsbedingungen in einer ca. 600 m Luftlinie entfernt stehenden Wetterstation erfasst. Parallel erfolgte die Bestimmung der Verdunstungsbedingungen mittels zweier stets feucht gehaltenen Sandproben (Bild 5.2) und die Temperaturentwicklung in den nicht nachbehandelten Probekörpern. Aus den aufgenommenen Parametern wurden Kennwerte bestimmt, mit denen man die Lagerungsbedingungen zwischen verschiedenen Lagerungszeiten miteinander vergleichen kann [43].

### 5.2.2 Bestimmung des Frost-Tausalz-Widerstandes

Die Bestimmung des Frost-Tausalz-Widerstandes erfolgte analog der Untersuchungen in Kapitel 4.

### 5.2.3 Umfang der Auslagerungsversuche

Eine Darstellung des Untersuchungsumfanges der in diesem Abschnitt vorgestellten Ergebnisse zeigt Tabelle 5.2. Zur Unterscheidung der Versuche wird folgende Nomenklatur verwendet.

1. Stelle	-	2. Stelle
Betonmischung unter Verwendung der Zementbezeichnung und der Angabe der 2d Zementdruckfestigkeit (vgl. Tabelle 3.4)		Durchgeführte Freilagerung bzw. angewandte Nachbehandlung (vgl. Tabelle 5.1 und Tabelle 3.6). Wenn keine Nachbehandlungsvarianten angegeben wird, handelt es sich immer um unbehandelte Proben.
Bsp.1:		
1. Stelle	-	2. Stelle
CEM II/B-S (16,8)		3dHe

Auslagerung im Herbst für 3 Tage mit dem Beton CEM II/B-S (16,8) ohne Nachbehandlung.  
Bsp. 2:

1. Stelle	-	2. Stelle
CEM II/B-S (16,8)		21dSo - NBMfrüh

Auslagerung im Sommer für 21 Tage mit dem Beton CEM II/B-S (16,8) und Auftrag eines Nachbehandlungsmittels zum frühen Zeitpunkt.

Wurden für eine Betonmischung mehrere Auslagerungsversuche durchgeführt, so erfolgte zur Unterscheidung dieser Versuche eine zusätzliche Bezeichnung mit a, b bzw. c.

Tabelle 5.2: Versuchsmatrix zur Darstellung der durchgeführten Auslagerungsversuche.

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
	Lagerung	Freilagerung anschließend 20/65															
		3d So				3d He				21d So				21d He			
	Nachbehandlung	oNB	NBM 1 früh	NBM 1 opti	5d feucht	oNB	NBM 1 früh	NBM 1 opti	5d feucht	oNB	NBM 1 früh	NBM 1 opti	5d feucht	oNB	NBM 1 früh	NBM 1 opti	5d feucht
Beton		oNB	NBM 1 früh	NBM 1 opti	5d feucht	oNB	NBM 1 früh	NBM 1 opti	5d feucht	oNB	NBM 1 früh	NBM 1 opti	5d feucht	oNB	NBM 1 früh	NBM 1 opti	5d feucht
1	CEM II/B-S (16,8)	1	1	1	1	2	2	2	2	3	3	3	3	1	1	1	1
2	CEM III/A (19,9)																
3	CEM I (21,8)																
4	CEM I (23,0)					1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
5	CEM II/B-M (23,5)																
6	CEM II/B-S (25,0)																
7	CEM II/B-S (26,5)													1	1	1	1
8	CEM I (27,4)																
9	CEM II/B-S (27,9)																
10	CEM II/B-Q (13,4)																

## 5.3 Erprobungsstrecken

### 5.3.1 Allgemeines

Die Untersuchungen in der hier vorgestellten Arbeit fielen in einen zeitlichen Bereich, in dem die bis ca. 2006 übliche Regelbauweise einer mittels Jutetuch oder Besenstrich texturierten Oberflächenmörtelschicht von der Waschbetonbauweise abgelöst wurde. Da außerhalb von Bereichen mit erhöhten Lärmschutzanforderungen und auf Flugbetriebsflächen sowie Brückenkappen die texturierte Oberflächenmörtelschicht weiterhin Anwendung findet, wurden die Untersuchungen wie geplant fortgeführt. Für Erprobungsstrecken im Bundesfernstraßennetz ist dies natürlich nicht möglich gewesen. Da Untersuchungen unter praxistypischen Bedingungen einen hohen Stellenwert haben, wurden Erprobungsstrecken in Waschbetonbauweise mit in die Untersuchungen aufgenommen. Außerhalb dieser Arbeit wurde vom Autor an Forschungsprojekten mitgearbeitet, die sich mit dem Waschbeton und seiner Dauerhaftigkeit näher befasst haben. Auf diese Ergebnisse kann im Rahmen der Diskussion zurückgegriffen werden [198, 199]. Insgesamt wurden 4 Erprobungsstrecken begutachtet.

### 5.3.2 Lage der Erprobungsstrecken und Materialien

Angaben über die Lage der Erprobungsstrecken, die im nachfolgenden Text verwendete Kurzbezeichnung und die eingesetzten Materialien sind in Tabelle 5.3 zusammengefasst. Bild 5.3 bis Bild 5.6 zeigen Fotoaufnahmen der Erprobungsstrecken am Tag der Herstellung bzw. kurz danach.



Bild 5.3: Erprobungsstrecke CEM II/A-S (1) in Weimar, April 2006.



Bild 5.4: Erprobungsstrecke CEM II/A-S (2) BAB A 71, Nähe Erfurt (RIFA Schweinfurt), Juli 2006.



Bild 5.5: Erprobungsstrecke CEM III/A (1) B6n, Nähe Güsten (RIFA Quedlinburg), Oktober 2007.



Bild 5.6: Erprobungsstrecke CEM III/A (2) A 14 RIFA Magdeburg, AS – Halle/Ost, April 2008.

Tabelle 5.3: Zusammenstellung relevanter Daten der Erprobungsstrecken.

	Weimar	Erfurt	Güsten	AS Halle/Ost
Lage	Gelände Uni-Weimar	BAB A 71 RIFA Schweinfurt	B6n RIFA Quedlinburg	A 14 RIFA Magdeburg
Kurzbezeichnung	CEM II/A-S (1)	Station 39+200 CEM II/A-S (2)	CEM III/A (1)	Station 3+145 CEM III/A (2)
Probennahme bei Plattennummern	-	1200/1188	0571	1598/1614
Länge	Ca. 100 m	Ca. 600 m	Ca. 1000 m	Ca. 230 m
Herstellung	April 2006	Juli 2006	Oktober 2007	April 2008
Bauweise	Jutetuchtextur	Jutetuchtextur	Waschbeton	Waschbeton
Weitere Quellen	[200]		[43, 201]	[199]

Fortsetzung Tabelle 5.3

Lage	Weimar		Erfurt		Güsten		AS Halle/Ost		
	Gelände Uni-Weimar		BAB A 71 RIFA Schweinfurt	Station 39+200		B6n RIFA Quedlinburg	A 14 RIFA Magdeburg		
Kurzbezeichnung	CEM II/A-S (1)		CEM II/A-S (2)		CEM III/A (1)		CEM III/A (2)		
Zementwerk (vgl. Tabelle 3.1)	Werk A		Werk A		Werk B		Werk A		
2d-Zementfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	21,9		n.b.		24,0		24,9		
Mahlfeinheit (Blaine) [cm <sup>2</sup> /g]	3560				4950		4420		
Zementgehalt [kg/m <sup>3</sup> ]	350		350		420		430		
w/z-Wert [-]	0,43		0,43		0,42		0,40		
Körnung [kg/m <sup>3</sup> ]									
	0-2	Starkenbg.	540			Hoym	481	Löberitz	499
	2-8	Starkenbg.	251						
	5-8					Mammend.	1191	Löbejün	1146
	11-16	Loitsch	1064						
	11-22								
<b>Frischbetoneigenschaften</b>									
Konsistenz/Verd.-Maß	C2 ; C1 / 1,19 -1,31		C 2; C1 / 1,26 ;1,33		C1 / 1,33		C1 / 1,31		
LP-Gehalt	2,5 - 4,4		3,9 / 4,4		4,3		9,3 / 7,2		
Frischbetontemp. [°C]	11 – 20		28		19		18		
<b>Festbetoneigenschaften</b>									
LP-System A <sub>300</sub> / L	1,5 % / 0,16 mm		1,2 % / 0,18 mm		3,6 % / 0,12 mm <sup>24</sup>		n.b.		
<b>Abwitterung</b>									
Standard CDF (Schallfläche)	200 g/m <sup>2</sup>				950 g/m <sup>2</sup>				
<b>Witterung</b>									
Herstelltage	Wechselhaft 10 °C bis 20 °C, kaum Wind		Sehr warm und trocken bis 32 °C		5 ° bis 15 °C, trocken		10 – 20 °C, trocken		
Während der Freilagerung	Teilweise ergiebiger Regen, mild		Überwiegend trocken und warm		kühl bis mild, meist trocken		Überwiegend nass, kühl		

## 5.4 Ergebnisse

### 5.4.1 Austrocknung und FTSW von im Freien erhärteten Würfelproben

Bei der Bewertung der Austrocknung von jungem Beton, der direkt nach der Herstellung im Freien lagert, müssen die sich stetig verändernden Verdunstungsbedingungen beachtet werden. Da die Witterungsbedingungen im Laufe eines Tages stark schwanken, ist eine Untergliederung der Wasserabgabe, wie in Abschnitt Bild 3.27 dargestellt, nur eingeschränkt möglich. Der Einfluss der Witterung ist sehr komplex. Um zunächst einen möglichst übersichtlichen Eindruck zu den Bedingungen während verschiedener Auslagerungsversuche zu erhalten, wurde mittels der Messwerte einer Wetterstation die potentielle Verdunstung mit der Formel von Kohler (siehe Gl. 5.1) bestimmt [202]. In [43] wurde vom Autor festgestellt, dass sich mit dieser Formel in den meisten Fällen eine gute Abschätzung der Verdunstungsbedingungen ergibt. Größere Abweichungen sind bei einem hohen Anteil an solarem Wärmeeintrag gegeben. Die aus den Klimadaten theoretisch abgeleiteten Verdunstungsbedingungen sind für die Sommer- und Herbstlagerung in Bild 5.8 bzw. Bild 5.10 als kumulierte Verdunstungsmenge pro m<sup>2</sup> dargestellt. Die Berechnung der zugrundeliegenden Werte erfolgte gemäß Gl. 5.2. Man erkennt zum Teil deutliche Unterschiede zwischen den verschiedenen Versuchen<sup>25</sup>, die bei der Bewertung der Ergebnisse beachtet werden müssen.

<sup>24</sup> Aus [201]

<sup>25</sup> Für die Diagramme der Sommer- und Herbstlagerung wurden unterschiedliche Skalierungen verwendet.

$$E_w = k \cdot (e_o - e_a) \cdot (0,253 + 0,251 \cdot V) \quad \text{Gl. 5.1}$$

mit:

$E_w$	- Abgeschätzte potentielle Verdunstungsrate	[kg/(m <sup>2</sup> h)]
$e_o$	- Sättigungsdampfdruck	[mbar]
$e_a$	- Wasserdampfdruck der Luft	[mbar]
$V$	- Windgeschwindigkeit	[m/s]
$k$	- Konstante Kohler $k = 0,0311$	
	- Hier: $k = 0,0553$	

$$m_{Evap}(t, E_w) = \sum_{i=0}^{72} t_i \cdot E_{w,i} \quad \text{Gl. 5.2}$$

mit:

$m_{Evap}(t, E_w)$	- Gesamtverdunstungsmenge in Abhängigkeit der potentiellen Verdunstungsrate und der Auslagerungszeit (Zeitdauer: Auslagerungsbeginn bis 72 h Auslagerungszeit)	[g/m <sup>2</sup> ]
$E_{w,i}$	- Mittels stündlicher Klimadaten abgeschätzte potentielle Verdunstungsrate (vgl. Gl. 5.1)	[g/(m <sup>2</sup> h)]
$t_i$	- Zeitabschnitt (1 h)	[h]

Der Einfluss der Temperatur wird vereinfacht in Anlehnung an die Reifeformel nach Saul durch das kumulierte Produkt aus der Lufttemperatur und der Länge des Zeitabschnittes in dem sie wirkt, berechnet (Gl. 5.3). Als Grundlage dient die Lufttemperatur. Bei 4 Auslagerungsversuchen im Sommer wurde auch die Oberflächentemperatur bestimmt. Somit konnte die Höhe der Reife bei Ansatz der Luft- bzw. Oberflächenbetontemperatur berechnet und die Unterschiede bestimmt werden. Wie erwartet, ist die Reife bei Ansatz der Lufttemperatur geringer. Der Unterschied zwischen beiden Bestimmungen lag zwischen 15 – 30 %, wobei in den ersten Stunden auch größere Unterschiede auftreten können.

$$R(t, T) = \sum_{i=0}^{72} t_i \cdot T_i \quad \text{Gl. 5.3}$$

mit:

$R(t, T)$	- Reife in Abhängigkeit der Zeit und der Temperatur	[°Ch]
$E_{w,i}$	- Stundenwert der Lufttemperatur	[°C]
$t_i$	- Zeitabschnitt (1 h)	[h]

Durch die Darstellung der Witterung über die potentielle Verdunstung und den Reifeansatz ist eine bessere Vergleichbarkeit verschiedener Witterungsbedingungen in einem Diagramm möglich (Bild 5.7 bis Bild 5.10). So erkennt man recht anschaulich, dass der Versuch CEM II/B-S (16,8) So21d-b während einer sehr warmen und trockenen (mit hoher potentieller Verdunstung) Witterung durchgeführt wurde. Während für Versuch CEM II/B-S (16,8) So3d die Temperatur und die potentielle Verdunstung deutlich geringer waren.



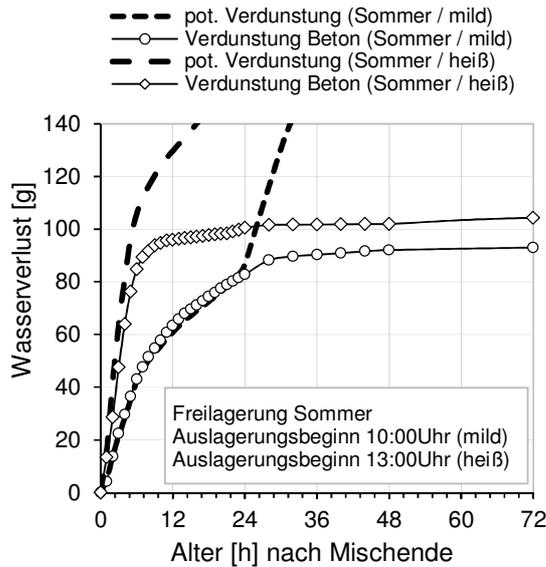


Bild 5.11: Vergleich zwischen freier Verdunstung und tatsächlich am Beton festgestellter Verdunstung während der Freilagerung im Sommer.

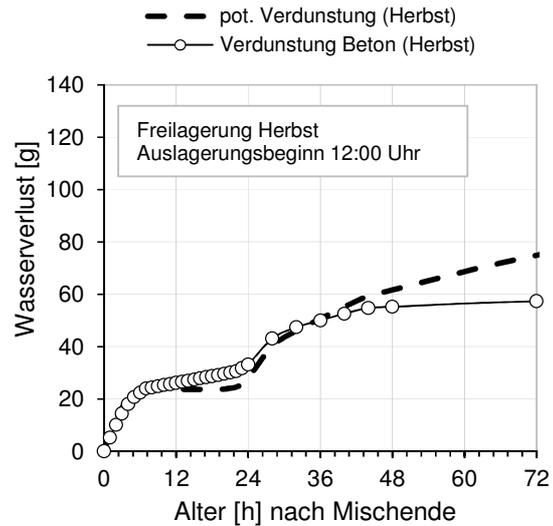


Bild 5.12: Vergleich zwischen freier Verdunstung und tatsächlich am Beton festgestellter Verdunstung während der Freilagerung im Herbst.

Die Übergangsphase und die Diffusionsphase lassen sich nicht mehr feststellen. Die un stetigen Witterungsbedingungen im Freien führen auch dann zu einer un gleichmäßigen Wasserabgabe, wenn die Aufnahme von Wasser aus Regenereignissen ausgeschlossen wird (Bild 5.13). Durch ein vergleichsweise enges Wäageintervall konnte bei einer Freilagerung im Sommer eine Wasseraufnahme über die Luft quantitativ ermittelt werden. Dies trat bei allen Proben auf - und war am stärksten bei den nicht nachbehandelten Proben. Hier wurden im Zeitraum zwischen 0:00 Uhr bis ca. 7:00 Uhr zwischen 0,8 – 1,0 g Wasser je Probekörper aufgenommen. Das entspricht einer Menge von ca. 44 g/m<sup>2</sup>. Die mit NBM und mit feuchtem Sand nachbehandelten Proben nahmen nur etwa die Hälfte dieser Menge auf. Augenscheinlich feuchte Betonoberflächen wurden aber nicht festgestellt. Dies und die Unterschiede in der aufgenommenen Feuchtigkeitsmenge lassen zunächst darauf schließen, dass die Feuchtigkeit in erster Linie durch Kapillarkondensation aufgenommen wird und der NBM-Film bzw. das dichtere Gefüge der mit Sand nachbehandelten Proben die Feuchtigkeitsaufnahme vermindern. Auf den horizontalen Flächen der Probekörperschalung wurde auch Taunässe festgestellt. Es ist deshalb sehr wahrscheinlich, dass auch auf dem Beton aufgrund geringer Oberflächentemperaturen Taunässe auftritt, die jedoch vom vergleichsweise porösen Gefüge des Betons sofort weitergeleitet wird. Die nicht nachbehandelten Proben nehmen aufgrund der höheren Porosität bzw. des fehlenden NBM-Films die Taunässe schneller auf. Da die nächtlichen Lufttemperaturen im Sommer im Vergleich zum Tag niedrig sind und die relative Luftfeuchtigkeit auf Werte zwischen 80 – 100 % steigt, ist ein Erreichen der Taupunkttemperaturen leicht möglich. Wie groß der Einfluss auf den Feuchtehaushalt in der Betonrandzone ist, lässt sich anhand der festgestellten Ergebnisse jedoch nicht abschließend sagen. Die Ergebnisse zeigen aber, dass der Einfluss der wechselnden Witterungsbedingungen nicht zu vernachlässigen ist. Der Einfluss der Witterung führt auch dazu, dass Beobachtungen, die im Labor festgestellt wurden, nicht mehr mit ausreichender Sicherheit festgestellt werden können. Die in Bild 5.13 dargestellte Wasserabgabe des Beton CEM II/B-S (26,5) ist aufgrund einer längeren, sehr feuchten Witterungsperiode gering. Ohne die Berücksichtigung der Witterung würde man die deutlich geringere Wasserabgabe möglicherweise der schnelleren Gefügeentwicklung dieses Zementes (hohe Frühfestigkeit) zuschreiben.

Insgesamt ist festzuhalten, dass aufgrund der Tatsache, dass zwei verschiedene Betone kaum zu identischen Witterungsbedingungen ausgelagert werden können<sup>26</sup>, Vergleiche schwierig sind. Die im Labor ermittelten Einflüsse zur Austrocknung junger Betone können deshalb nicht bestätigt, aber auch nicht widerlegt werden. Mit relativ großer Sicherheit lässt sich aber sagen, dass mit zunehmender Verdunstungsrate und Temperatur die Kapillarphase schneller endet. Ein Einfluss der Zementfrühfestigkeit scheint ebenfalls vorhanden zu sein, lässt sich aber aufgrund der im Vergleich zu den komplexen Einflüssen geringen Versuchsanzahl nicht eindeutig belegen. Für die Auslagerung der Betone CEM I (23,0) und einer der Auslagerungsversuche für den Beton CEM II/B-S (16,8) war die potentielle Verdunstung für den CEM II/B-S(16,8) höher, dennoch endete die Kapillarphase beim CEM I (23,0) deutlich früher. Dieses Ergebnis deutet darauf hin, dass der Einfluss der Frühfestigkeit auch bei Betonen im Freien einen großen Einfluss auf die Dauer der Kapillarphase hat.

Die Wirkung der Nachbehandlung mit feuchtem Sand ist analog zu der, die im Labormaßstab festgestellt wurde. Bei hohen Verdunstungsbedingungen kam es vor, dass die Sandschicht nicht frühzeitig genug wieder befeuchtet wurde. Dies führt dazu, dass die im Freien gelagerten und mit Sand überdeckten Proben eine geringere Feuchtigkeitsmenge infolge des Hydratationszugs aufnehmen. Des Weiteren geben diese Proben das aus dem Sand aufgenommene Wasser aufgrund der trockenen und warmen Witterung schnell wieder ab. Beide Effekte führen dazu, dass die mit Sand nachbehandelten, im Freien gelagerten Proben im Alter von 21 Tagen eine geringere Wassermenge enthielten als vergleichbare laborgelagerte Proben.

Bezüglich der Wirkung der Nachbehandlungsmittel sind Unterschiede zwischen der Sommer- und Herbstlagerung erkennbar. Dies soll anhand Bild 5.14 und Bild 5.15 erläutert werden. Unter sommerlichen Bedingungen tritt die Wirkung des Nachbehandlungsmittels sehr schnell ein. Selbst bei einem frühen Auftrag des NBM ist nur noch eine kurze Verzögerung der Filmbildung zu erkennen und das, obwohl der Auftrag teilweise noch vor dem Alter von 2 h nach Mischende durchgeführt wurde. Bei einem Auftrag zum optimalen Zeitpunkt tritt die Filmbildung fast schon schlagartig ein. Zudem wird der optimale Auftragszeitpunkt deutlich früher erreicht. Die Gesamtwasserabgabe liegt aber aufgrund der Verdunstung bis zum Auftrag des NBMs über der der frühzeitig mit NBM behandelten Proben. Dieser Unterschied zwischen frühem und optimalem Auftragszeitpunkt ist umso größer, je höher die Verdunstungsbedingungen sind. Im weiteren Trocknungsverlauf kann kaum noch ein Unterschied zwischen den verschiedenen Auftragszeitpunkten festgestellt werden.

Unter herbstlichen Bedingungen tritt eine Besonderheit auf. Ähnlich den Versuchen im Klima 20/65 kommt es zu einer sehr stark verzögerten Filmbildung der NBM. Trotz unterschiedlicher Auftragszeitpunkte verläuft die Wasserabgabe der nachbehandelten Proben mit denen der unbehandelten Proben am ersten Tag annähernd gleich. Eine deutliche Wirksamkeit der Nachbehandlungsmittel tritt häufig erst am zweiten Tag ein. Im Vergleich zur Sommerlagerung wird auch dann noch eine Sperrwirkung nachgewiesen, wenn spätere Betrachtungszeiträume gewählt werden. Im Zeitraum zwischen 48 – 72 Stunden ist die Sperrwirkung bei einer Lagerung im Labor oder eine Freilagerung im Sommer bereits negativ – d. h. die behandelten Proben weisen im Vergleich zu den nicht nachbehandelten eine höhere Wasserabgabe auf<sup>27</sup>. Unter herbstlichen Bedingungen können die NBM aufgrund des veränderten Wasserabgabeverhaltens des Betons auch in späteren Zeiträumen noch eine hohe Sperrwirkung erzielen. Dann zeigt sich auch, dass der frühe Auftragszeitpunkt eine geringere Sperrwirkung

<sup>26</sup> Eine zeitgleiche Auslagerung mehrere Betone an einem Tag ist ebenfalls schwierig, da dazu die Betone zeitgleich hergestellt werden müssten, da die Auslagerung sonst um einige Stunden versetzt starten würde.

<sup>27</sup> Dies ist darauf zurückzuführen, dass nachbehandelte Proben aufgrund der Wirkung der NBM noch mehr Wasser enthalten. Nicht nachbehandelte Proben sind bereits so stark ausgetrocknet, dass nur noch geringe Wasserabgaben möglich sind.

erzielt und insgesamt unter herbstlichen Bedingungen der optimale Auftragszeitpunkt zu geringeren Gesamtwasserabgaben führt.

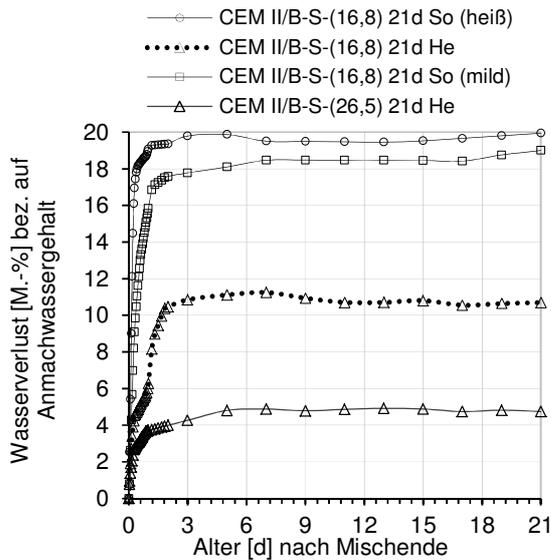


Bild 5.13: Austrocknungsverhalten ein und desselben Betons bei deutlich unterschiedlichen Witterungsbedingungen.

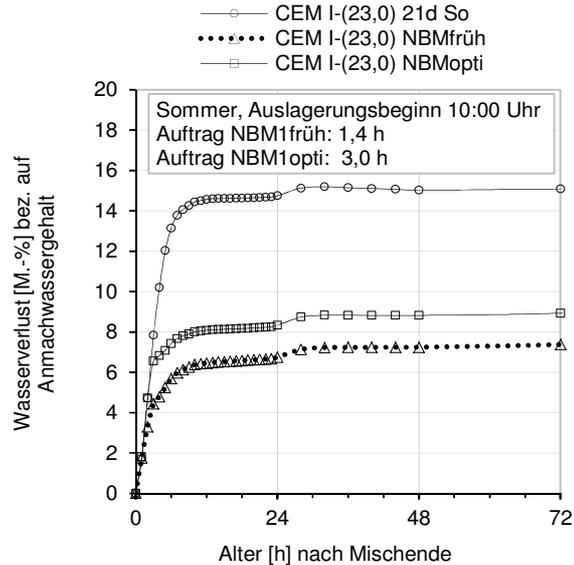


Bild 5.14: Einfluss des Auftragszeitpunktes auf die Wasserabgabe von jungem Beton bei Auslagerung im Sommer (So21d).

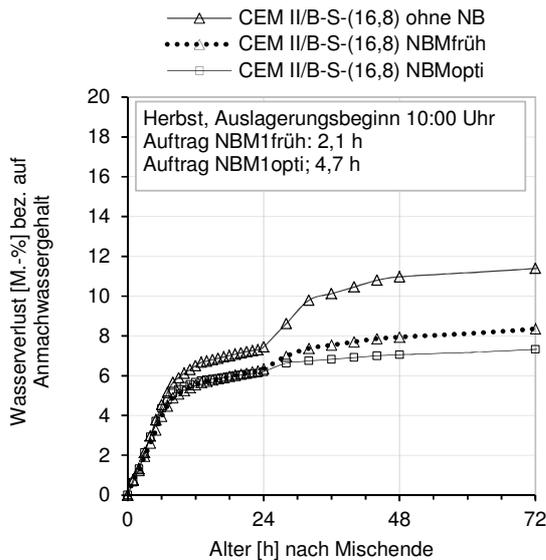


Bild 5.15: Einfluss des Auftragszeitpunktes auf die Wasserabgabe von jungem Beton bei Auslagerung im Herbst (He21d).

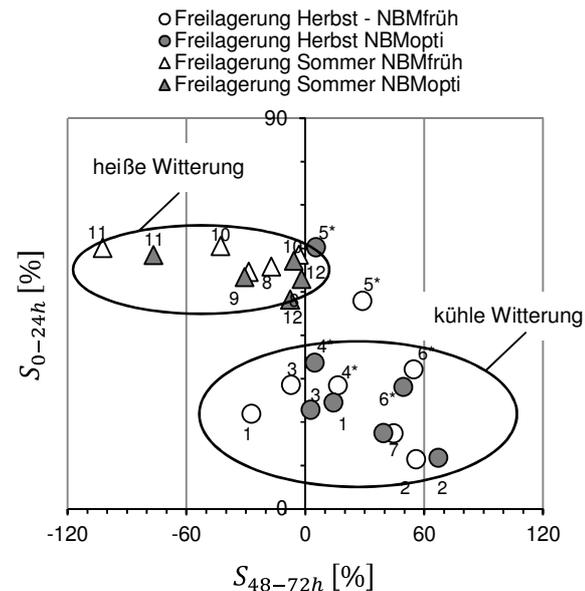


Bild 5.16: Unterschiede in der Sperrwirkung bei Auslagerung im Sommer und im Herbst. Versuchspaar 1 bis 7 – Herbstlagerung. Versuchspaar 8 bis 12 – Sommerlagerung.

Die genannten Besonderheiten bei einer herbstlichen bzw. sommerlichen Witterung drücken sich auch in den ermittelten Sperrkoeffizienten aus (Tabelle 5.4). Anhand Bild 5.16 wird deutlich, dass bei einer Auslagerung im Herbst die Sperrwirkung innerhalb des ersten Tages ( $S_{0-24h}$ , vertikale Achse in Bild 5.16) sehr gering ist ( $S_{0-24h}$  ca. 10 – 40 %). Werte im Bereich von 10 % sind dabei nur auf die Anrechnung des Dispersionswassers zurückzuführen. Eine sperrende Wirkung liegt noch nicht vor. Dagegen ist der Sperrkoeffizient  $S_{48h-72h}$  (horizontale Achse in Bild 5.16) für die herbstliche Auslagerung deutlich höher. Bei einer sommerlichen Auslagerung sind die Verhältnisse gegensätzlich. Hier wird die höchste Wirkung am ersten Tag erreicht, während im Zeitraum ab 48 h keine oder negative Sperrwirkungen vorliegen – d. h., die mit NBM nachbehandelten Proben weisen in diesem Zeitraum eine höhere Wasserabga-

be auf. Dass der frühe Auftragszeitpunkt generell weniger dampfdichte Filme bewirkt, kann nicht festgestellt werden. Besonders geringe Sperrwirkungen im späten Alter, die auf einen weniger dichten NBM-Film hinweisen, gehen aber tendenziell mit dem frühen Auftrag und mit der Verwendung des CEM II/B-S (16,8) einher. Bei Verwendung des Betons CEM I (23,0) bzw. CEM II/B-S (26,5) ergeben sich für den frühen und dem optimalen Auftragszeitpunkt nur geringfügige Unterschiede in der Dichtigkeit des Nachbehandlungsmittelfilms.

Tabelle 5.4: Sperrkoeffizienten bei unterschiedlichen Witterungsbedingungen.

Betonbezeichnung	Vers.- Nr.	$t_{\text{früh}}$ [h]	NBMfrüh (NBM 1)					$t_{\text{opt}}$ [h]	NBMopti (NBM 1)				
			$S_{0-24}$	$S_{3-24}$	$S_{0-21d}$	$S_{48-72h}$	$S_{1d-21d}$		$S_{0-24}$	$S_{3-24}$	$S_{0-21d}$	$S_{48-72h}$	$S_{1d-21d}$
CEM II/B-S-(16,8) 3d He (a)	1	2,1	22	26	23	-27	25	4,7	25	45	34	14	48
CEM II/B-S-(16,8) 3d He (b)	2	2,2	11	14	32	56	53	6,8	12	25	35	67	58
CEM II/B-S-(16,8) 21d He	3	1,6	29	37	41	-7	58	4,6	23	53	40	3	65
CEM I-(23,0) 3d He (a)	4	2,5	28	36	28	16	27	5,1	34	53	34	5	34
CEM I-(23,0) 3d He (b)	5	2,0	48	62	45	29	39	5,5	60	104	46	5	21
CEM I-(23,0) 21d He	6	2,4	32	42	38	55	62	5,7	28	54	34	50	58
CEM II/B-S-(26,5) 21d He	7	2,0	17	26	27	45	59	6,0	17	46	25	39	53
CEM II/B-S-(16,8) 3d So	8	1,9	56	72	51	-17	20	3,5	53	92	50	-2	31
CEM II/B-S-(16,8) 21d So (a)	9	2,0	55	77	51	-28	21	3,3	53	90	50	-31	18
CEM II/B-S-(16,8) 21d So (b)	10	2,0	60	86	55	-43	-73	2,7	57	90	53	-6	-39
CEM II/B-S-(16,8) 21d So (c)	11	2,0	60	70	45	-102	-28	4,2	58	92	49	-76	1
CEM I-(23,0) 21d So	12	1,4	58	68	49	-3	-58	3,0	48	83	40	-8	-57

Die Bestimmung des Frost-Tausalz-Widerstandes im Alter von 28 Tagen ergibt grundsätzlich ein ähnliches Bild wie bei den analog durchgeführten Laboruntersuchungen (Bild 5.17, Bild 5.18, Bild 5.19). Der Beton CEM II/B-S (16,8), der in den Laboruntersuchungen bei fehlender Nachbehandlung das Abwitterungskriterium von 1500 g/m<sup>2</sup> nach 28 FTW überschritten hat, zeigt auch in einer Freilagerung hohe Abwitterungen, wenn auf Nachbehandlungsmaßnahmen verzichtet wird. Die festgestellten Abwitterungsmengen überschreiten meist das Kriterium von 1500 g/m<sup>2</sup> (Bild 5.17). Allerdings zeigen die Auslagerungsversuche zwei Besonderheiten. Der Beton CEM II/B-S (16,8) weist bei einigen Auslagerungsversuchen überraschend geringe Abwitterungsmengen auf (z. B. Versuch He3d (b), So21d (a), So21d (b)). Andererseits zeigt der Beton CEM I (23,0) bei einer Freilagerung im Herbst teilweise sehr hohe Abwitterungen, die einmal (Versuch CEM I (23,0) He21d) nahe an das Abwitterungskriterium reichen. Dies überrascht, da dieser Beton unter Laborbedingungen eine sehr geringe Nachbehandlungsempfindlichkeit aufwies.

Bei Anwendung von flüssigen Nachbehandlungsmitteln tritt ebenfalls ein sehr differenziertes Bild auf. Wenn die NBM einen dichten Film bilden, können sie wie im Labor zu einer deutlichen Reduzierung der Abwitterungsmengen nach 28 FTW im CDF-Test führen. Eine fehlende Wirkung wurde nur bei einem Auslagerungsversuch im Herbst im Fall des frühen Auftrages ermittelt. Insgesamt fällt auf, dass die Wirkung der Nachbehandlungsmittel unter herbstlichen Bedingungen höher ist. Teilweise wird bei dieser Freilagerung durch die Anwendung des Nachbehandlungsmittels die Abwitterungsmenge um fast 80 % reduziert. Diese deutliche Verbesserung des Frost-Tausalz-Widerstandes ist unabhängig vom verwendeten Zement und tritt am sichersten bei einem Auftrag des NBM zum optimalen Auftragszeitpunkt auf. Teilweise wird dann für den optimalen Auftragszeitpunkt sogar eine höhere Wirksamkeit, als bei Nachbehandlung mit feuchtem Sand erreicht. Bei einem frühen Auftrag ist die erreichbare Erhöhung des Frost-Tausalz-Widerstandes geringer. Unter sommerlichen Bedingungen zeigt sich kein einheitlicher Trend. Es ist offensichtlich so, dass mit NBM behandelte Proben unter sommerlichen Bedingungen unabhängig von dem FTSW der unbehandelten Proben Abwitterungsmengen zwischen 400 – 1000 g/m<sup>2</sup> aufweisen. Weitere Differenzierungen sind aufgrund der geringen Datenbasis nicht möglich. Die Nachbehandlung mit feuchtem Sand, die unter Laborbedingungen stets die geringsten Abwitterungsmengen erbrachte, zeigt bei einer Freilagerung unterschiedliche Ergebnisse. Beim CEM I (23,0) Beton ergibt diese

Nachbehandlungsvariante auch bei einer Lagerung im Freien stets die geringsten Abwitterungsmengen. Für den CEM II/B-S (16,8) wurden auch Ergebnisse festgestellt, die für die 5-tägige Nachbehandlung mit feuchtem Sand im Vergleich zur Nachbehandlung mit NBM eine signifikant höhere Abwitterungsmenge ergaben. Dies trat für den Beton CEM II/B-S (16,8) vor allem unter herbstlichen Bedingungen auf. Bei Auslagerung im Sommer zeigt diese Feuchtnachbehandlung entweder die geringste Abwitterung oder es tritt kein signifikanter Unterschied zur Nachbehandlungsvariante mit NBM auf. Eine Analyse der Abwitterungsmenge über die Prüfdauer von 28 FTW ergibt für die freigelagerten Proben zumeist einen linearen bzw. leicht progressiven Abwitterungsverlauf (Bild 5.20, Bild 5.21). Ein degressives Abwitterungsverhalten tritt nur selten auf. Allerdings geht auch im Fall der Freilagerung die höchste Abwitterungsmenge mit einem degressiven Verlauf einher. Ein stark progressives Abwitterungsverhalten tritt bei nicht nachbehandelten und mit feuchtem Sand nachbehandelten Proben auf. Eine Häufung eines bestimmten Abwitterungsverhaltens für einen bestimmten Beton ist dagegen nicht erkennbar.

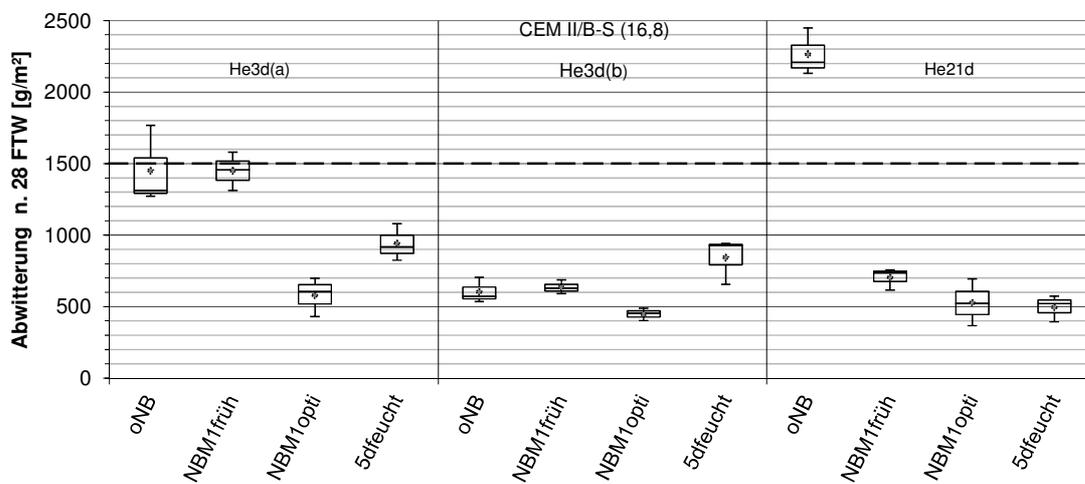


Bild 5.17: Abwitterungen für den Beton CEM II/B-S (16,8) nach 28 FTW im CDF-Test nach Auslagerung im Herbst und unter verschiedenen Nachbehandlungsvarianten.

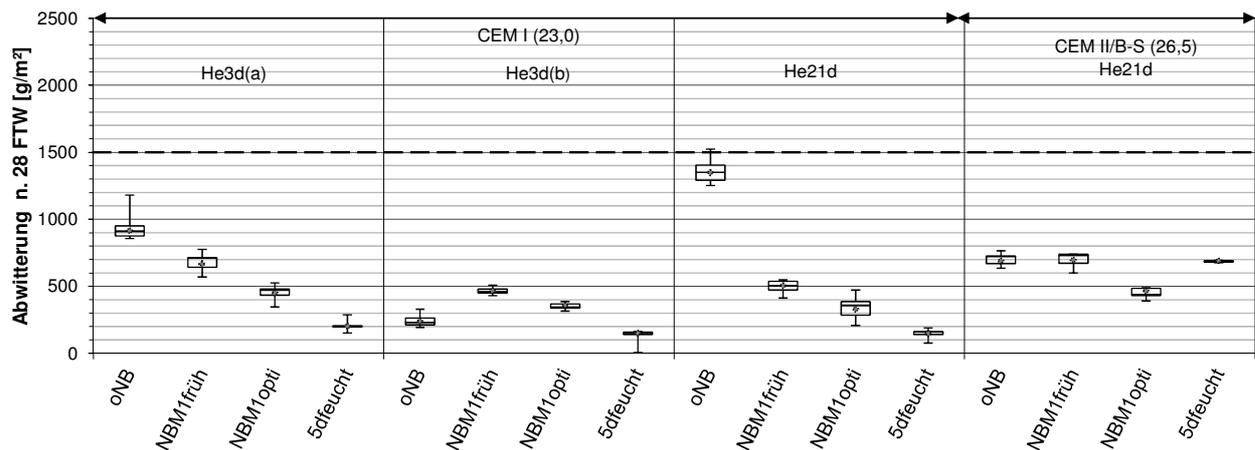


Bild 5.18: Abwitterungen für die Betone CEM I (23,0) und CEM II/B-S (26,5) nach 28 FTW im CDF-Test nach Auslagerung im Herbst und unter verschiedenen Nachbehandlungsvarianten.

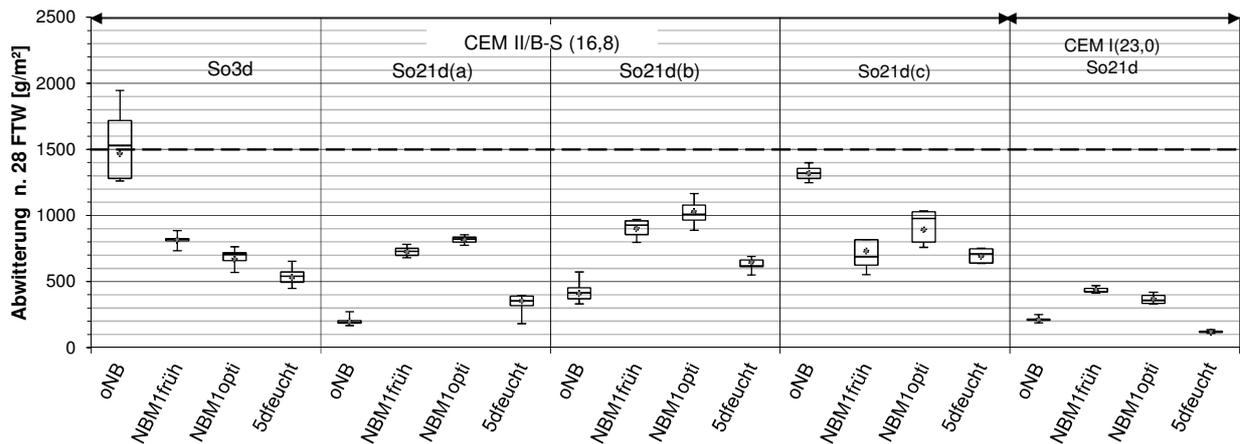


Bild 5.19: Abwitterungen für die Betone CEM II/B-S (16,8) und CEM I (23,0) nach 28 FTW im CDF-Test nach Auslagerung im Sommer und verschiedenen Nachbehandlungsvarianten.

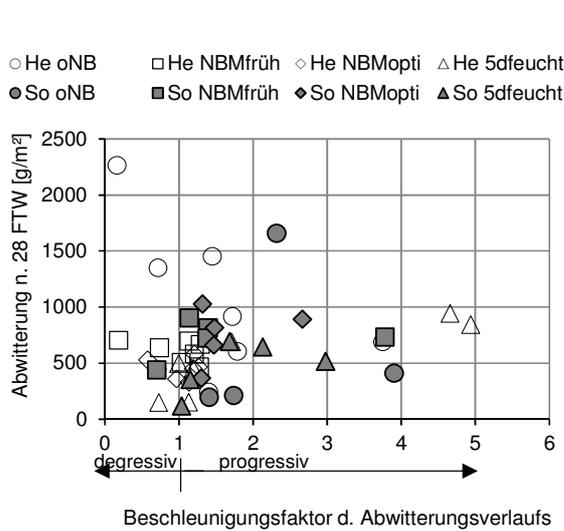


Bild 5.20: Gegenüberstellung des Beschleunigungsfaktors der Abwitterung (Gl. 4.1) und der Abwitterungsmenge nach 28 FTW in Abhängigkeit der Auslagerung und Nachbehandlungsvariante.

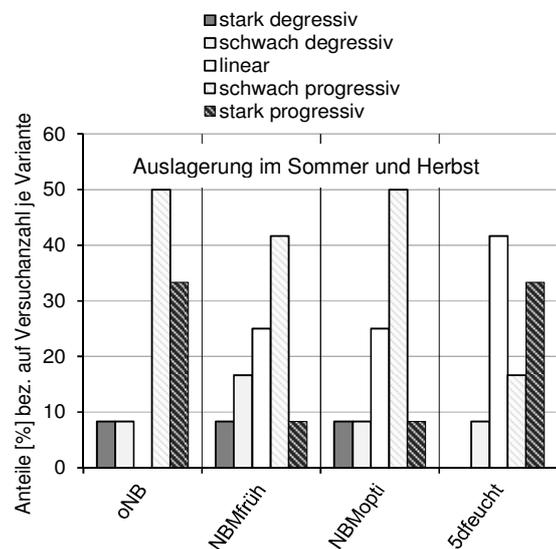


Bild 5.21: Häufigkeit eines bestimmten Abwitterungsverhaltens (degressiv, linear oder progressiv) in Abhängigkeit der Nachbehandlungsart bei Auslagerungsversuchen. (Werte aus 11 Serien je Nachbehandlungsvariante; alle Betone gemäß Tabelle 5.2).

### 5.4.2 Baubegleitende Untersuchungen an Erprobungsstrecken

In Tabelle 5.5 sind für die Erprobungsstrecken die Ergebnisse baubegleitender Untersuchungen zusammengefasst. Die umfangreichsten Untersuchungen wurden im Rahmen der Erprobungsstrecke CEM II/A-S (1) auf dem Gelände der Bauhaus-Uni Weimar durchgeführt. Dabei wurde festgestellt, dass ein Einfluss der Nachbehandlung auf den Frost-Tausalz-Widerstand weder an verschiedenen alten Proben, die an der Strecke lagerten, noch an den entnommenen Bohrkernen zu erkennen ist. Unabhängig von der Nachbehandlungsart wurden an hergestellten Proben und Bohrkernen aus der Fläche eine Abwitterungsmenge von 150 g/m<sup>2</sup> bis 240 g/m<sup>2</sup> festgestellt. Betrachtet man dagegen die im Labor bei 20 °C und 65 % r. F. gelagerten Proben (aus derselben Betonlieferung), fällt eine ca. 3-fach höhere Abwitterung auf. Dieser Unterschied ist signifikant. Nicht signifikant ist dagegen der Unterschied zwischen den nicht nachbehandelten und mit NBM nachbehandelten Laborproben. Der Abwitterungsverlauf ist für alle untersuchten Proben linear.

Für die Erprobungsstrecke CEM II/A-S (2) nahe Erfurt sind parallel zum Betoneinbau 2 Probenreihen mit einer Besenstrichttexturierung hergestellt worden. Eine Serie wurde bis zum

7.Tag unter Wasser gelagert, eine andere verblieb ohne Nachbehandlung im Freien. Die Abwitterungsmengen von 400 g/m<sup>2</sup> bzw. 310 g/m<sup>2</sup> stellen keine signifikanten Unterschiede dar. Eine parallele Prüfung mit einem CEM I 42,5 N aus Werk A ergab ähnliche Ergebnisse.

Die Erprobungsstrecken CEM III/A (1) nahe Güsten und CEM III/A (2) in Halle müssen aufgrund der ausgeführten Waschbetonstruktur gesondert betrachtet werden. Untersuchungen zur Abwitterung von Waschbeton haben gezeigt, dass in erster Linie der Mörtel zwischen den Gesteinskörnungsplateaus abwittert. Der Anteil an Gesteinskörnung in der Abwitterung ist gering [199]. Vereinfachend soll vorausgesetzt werden, dass sich das Volumenverhältnis zwischen grober Gesteinskörnung und Mörtel auch in der Zusammensetzung der Waschbetonoberfläche widerspiegelt. Dann besteht die Waschbetonoberfläche der hier betrachteten Betone zu 55 % aus Mörtel und zu 45 % aus Splittkörnung. Die am Waschbeton ermittelte Abwitterungsmenge wird deshalb bezogen auf die von der Abwitterung betroffene Mörtelfläche ca. 1,7-mal größer sein. Diese Überlegung kann nicht zur Übertragung des Abwitterungskriteriums von 1500g/m<sup>2</sup> auf Waschbetonoberflächen herangezogen werden, sondern soll nur einen Vergleich zwischen Besenstrichflächen und Waschbetonflächen vereinfachen.

Parallel zur Herstellung der Erprobungsstrecke CEM III/A (1) nahe Güsten wurden aus einer Betoncharge Probekörper hergestellt und die Oberflächen sofort mit einem Kombinationsmittel (Verzögerer und Nachbehandlungsmittel in einem Mittel) nachbehandelt. Nach dem Ausbürsten des verzögerten Oberflächenmörtels wurde ein Teil der Proben ohne Nachbehandlung belassen, der andere Teil wurde nach dem Ausbürsten mit einem NBM nachbehandelt. Auf der Fläche wurde nach dem Ausbürsten ebenfalls ein Nachbehandlungsmittel aufgebracht. Im Alter von 28 Tagen wurde der Frost-Tausalz-Widerstand an den freigelagerten Proben bestimmt. Die Ergebnisse zeigen, dass ohne Nachbehandlung die Abwitterung im Vergleich zu den nachbehandelten Proben (500 g/m<sup>2</sup>) etwa doppelt so hoch war (1000 g/m<sup>2</sup>). Untersuchungen an parallel hergestellten Proben mit Besenstrich, die ohne weitere Nachbehandlung verblieben, ergaben eine mittlere Abwitterungsmenge von 1450 g/m<sup>2</sup>. Bezieht man die an den Waschbetonoberflächen ermittelten Abwitterungsmengen auf die Mörtelfläche, beträgt die Abwitterungsmenge ca. 1670 g/m<sup>2</sup> für die unbehandelten Proben und 830 g/m<sup>2</sup> für die mit NBM nachbehandelten Proben.

Bei der Erprobungsstrecke CEM III/A (2) handelte es sich um einen Lückenschluss von weniger als 1000 m Länge. Erfahrungsgemäß treten zu Beginn einer Herstellung zunächst mehr oder weniger Schwierigkeiten auf. Dies war auch hier der Fall. Neben Stillständen im Fertigungsprozess traten auch verhältnismäßig hohe Luftporengehalte im Frischbeton auf. Dies ist bei der Bewertung der Ergebnisse zu berücksichtigen. Im Rahmen dieser Erprobungsstrecke wurden aus zwei Betonchargen Probekörper mit Waschbetonoberfläche hergestellt. Neben unbehandelten Proben wurden die anderen Proben mit NBM und/oder mit feuchten Tüchern nachbehandelt. Auf der Fläche wurde nach dem Ausbürsten ein Nachbehandlungsmittel aufgetragen. Unmittelbar nach der Herstellung herrschte eine Witterung mit häufigen Niederschlägen, so dass die Proben auch nach Beendigung der Nachbehandlung mit feuchten Tüchern häufig nass waren. Im Alter von 28 Tagen wurde der Frost-Tausalz-Widerstand an den im Freien gelagerten Proben im CDF-Test bestimmt. Unabhängig von der Nachbehandlungsart wurden Abwitterungsmengen von 300 – 500 g/m<sup>2</sup> festgestellt. Bezogen auf die Mörtelfläche sind das ca. 500 – 830 g/m<sup>2</sup>. Ein signifikanter Unterschied zwischen den verschiedenen Nachbehandlungsvarianten konnte nicht festgestellt werden.

Tabelle 5.5: Ergebnisse baubegleitender Untersuchungen zur Abwitterung im CDF-Test an vor Ort hergestellten und im Freien gelagerten Proben und Bohrkernen aus der Fläche.

Lage	Weimar	Erfurt	Güsten	AS Halle/Ost
	Gelände Uni-Weimar	BAB A 71 RIFA Schweinfurth	B6n RIFA Quedlinburg	A 14 RIFA Magdeburg
		Station 39+200		Station 3+145
Kurzbezeichnung	CEM II/A-S (1)	CEM II/A-S (2)	CEM III/A (1)	CEM III/A (2)
Herstellung	April 2006	Juli 2007	Oktober 2007	April 2008
Plattennummern	-	1200/1188	0571	1598/1614
Kurzbezeichnung	CEM II/A-S (1)	CEM II/A-S (2)	CEM III/A (1)	CEM III/A (2)
Zement	CEM II/A-S 42,5 N Werk A	CEM II/A-S 42,5 N Werk A	CEM III/A 42,5 N-NA Werk B	CEM III/A 42,5 N-NA Werk A
2d-Zementfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	21,9	n.b.	24,0	24,9
<b>Abwitterung Oberfläche</b>				
Freilagerung / oNB (28d)	150 – 200 g/m <sup>2</sup>	401 g/m <sup>2</sup>	1000 g/m <sup>2</sup>	350 – 500 g/m <sup>2</sup>
Freilagerung / NB (28d)	200 g/m <sup>2</sup> <sup>28</sup>		500 g/m <sup>2</sup>	300 – 500 g/m <sup>2</sup> <sup>29</sup>
Laborlagerung oNB (28d)	<b>610 g/m<sup>2</sup></b>			
Laborlagerung NB (28d)	<b>550 g/m<sup>2</sup></b>			
Laborlagerung uW (28d)		310 g/m <sup>2</sup>	680 g/m <sup>2</sup> <sup>30</sup>	
Standard CDF (Schalfläche)	200 g/m <sup>2</sup>		950 g/m <sup>2</sup>	
Bohrkerne	240 g/m <sup>2</sup>			
<b>Witterung</b>				
Herstelltag	Wechselhaft 10 °C bis 20 °C, kaum Wind	Sehr warm und trocken bis 32 °C	5 ° bis 15 °C, trocken	10 – 20 °C, trocken
Währen der Freilagerung	Teilweise ergiebiger Regen, mild	Überwiegend trocken und warm	kühl, meist trocken	Überwiegend nass, kühl
Weitere Information in	[200]	-	[43, 201]	[199]

### 5.4.3 Vergleichende Untersuchungen vor Ort

Die Erprobungsstrecke CEM II/A-S (1) wurde im Juli 2014, also ca. 8 Jahre (8 Winter) nach Herstellung, abschließend begutachtet. Für die Strecke CEM II/A-S (2) erfolgte im Oktober 2015, d.h. ebenfalls ca. 8 Jahre (8 Winter) nach der Herstellung eine Begehung und Feststellung des Zustandes. Die beiden Erprobungsstrecken mit CEM III/A wurden ca. 7 Jahre nach der Herstellung in Augenschein genommen. Die Strecke CEM III/A (1) hat aber aufgrund der Herstellung im Herbst bereits 7 Winter erfahren, während die Strecke CEM III/A (2) nur durch 6 Winterperioden beansprucht wurde. Bild 5.22 bis Bild 5.33 zeigen eine Gegenüberstellung der Oberflächen nach Herstellung und 7 bzw. 8 Jahren Liegezeit. Tabelle 5.6 gibt für jede Erprobungsstrecke eine Abschätzung der Frost- bzw. Frost-Tau-Wechselbelastungen im betrachteten Zeitraum an.

Die beiden Strecken unter Verwendung des CEM II/A-S zeigen nach 8 Jahren Liegezeit ein erwartungsgemäßes Bild. In der Nutzungszeit ist es zu einer leichten Abwitterung des Oberflächenmörtels gekommen. Jedoch sind der Besenstrich bzw. die Jutetuchtextur noch zu erkennen. Insgesamt ist der Oberflächenzustand der Strecke CEM II/A-S (2) besser, obwohl diese Strecke stärker durch Tausalze und Verkehr beansprucht wird. An einigen Stellen war auf der Strecke CEM II/A-S (2) bereits kurz nach der Herstellung eine leichte Krakeleerissbildung zu erkennen. Eine Verschlechterung des Zustandes ist innerhalb der 8 Jahre Nutzung nicht eingetreten.

Eine grundsätzliche Schwierigkeit bei der Bewertung von Praxisuntersuchungen ist die Bewertungsgröße. Bei einer Prüfung des Frost-Tausalz-Widerstandes im Labor wird eine Abwitterungsmenge bestimmt. Untersuchungen an Bauwerken in der Praxis erlauben dagegen nur die visuelle Aufnahme der Veränderungen an der Oberfläche. Für die Strecke CEM II/A-S (1) zeigen Bild 5.23 bzw. Bild 5.24 einen Vergleich des Oberflächenzustandes nach Herstellung bzw. nach 8 Jahren Liegezeit. Für die Strecke CEM II/A-S (2) fehlt ein aussagekräftiges Bild

<sup>28</sup> Nachbehandlungsmaßnahmen gemäß Tabelle 3.6

<sup>29</sup> Es wurde mit Nachbehandlungsmitteln, feuchten Tüchern und Kombinationen der beiden Varianten nachbehandelt

<sup>30</sup> Im Labor hergestellte Waschbetonoberfläche

des Ausgangszustandes. An Bohrkernen aus der Erprobungsstrecke CEM II/A-S (1) bzw. an neben der Strecke gelagerten Proben wurde im Alter von 28 bzw. 90 Tagen unabhängig von der Nachbehandlung eine Abwitterung im CDF-Test von ca. 200 – 250 g/m<sup>2</sup> bestimmt (vgl. Tabelle 5.5). Für analoge Probekörper der Strecke CEM II/A-S (2) wurden Abwitterungsmengen von ca. 400 g/m<sup>2</sup> bestimmt. Nach der CDF-Prüfung der Baustellenproben war der Besenstrich weiterhin gut erkennbar und Gesteinskörner waren noch nicht freigelegt. Das heißt: Im Wesentlichen ist das Abwitterungsverhalten, welches im CDF-Test an Proben bestimmt wurde, in der Praxis eingetreten.

Die Ergebnisse der beiden Waschbetonstrecken sind etwas differenzierter zu betrachten. Dies vor allem aufgrund der Anlaufschwierigkeiten bei der Strecke CEM III/A (2). Bei dieser Strecke wurden im Rahmen einer Begehung im November 2014 zum Teil deutliche Kornausbrüche und vermehrt Luftporenansammlungen an der Oberfläche festgestellt (Bild 5.31, Bild 5.33). Des Weiteren erschienen die Gesteinskörner an der Waschbetonoberfläche z.T. sehr stark freigewittert – d.h., dass relativ viel Mörtel zwischen den Gesteinskörnern abgewittert ist. Dies kommt auch darin zum Ausdruck, dass die Rautiefe im Jahr 2014 im Vergleich zum Zeitpunkt der Herstellung teils deutlich angestiegen war und auch eine größere Streuung vorliegt (Tabelle 5.7). Die mittlere Rautiefe nahm um 0,25 mm zu. Man muss davon ausgehen, dass die Rautiefenzunahme nicht nur auf das Abwittern des Mörtels aus der Waschbetonoberfläche zurückzuführen ist, sondern auch die Kornausbrüche eine Erhöhung der Rautiefe verursacht haben. Ob die Gesteinskörner aufgrund einer starken Mörtelabwitterung oder aber aufgrund einer geringer festen Mörtelmatrix (erhöhte Luftgehalte) herausgebrochen sind, lässt sich nicht belastbar abschätzen. Zu beachten ist auch, dass einige Kornverluste schon nach der Herstellung feststellbar waren (vgl. Bild 5.28 und Bild 5.30). Anzeichen einer übermäßig starken Abwitterung sind in der Summe deshalb nicht erkennbar. Der Zustand der Erprobungsstrecke CEM III/A (1) ist gegenüber der Strecke CEM III/A (2) deutlich besser. Hier finden sich nur vereinzelt Bereiche mit erhöhter Rautiefe, die durchaus mit bereits zur Herstellung vorgelegenen Unregelmäßigkeiten korrespondieren können (Bild 5.28 und Bild 5.29). Der überwiegende Teil der Strecke wies ein sehr gutes Oberflächenbild auf. Dies spiegelt sich nicht zuletzt in der sehr gleichmäßigen und im Vergleich zum Zustand nach Herstellung kaum veränderten Rautiefe wider.

Tabelle 5.6: Anzahl an Frost- bzw. Eistagen zur Abschätzung der bereits erfahrenen Frostbelastung<sup>31</sup>.

Erprobungsstrecke	Station ID <sup>32</sup>	Ort der Messstation	Anzahl der Winter	Frosttage	Eistage
CEM II/A-S (1)	1270	Erfurt-Weimar	8	433	234
CEM II/A-S (2)	1270	Erfurt-Weimar	8	436	242
CEM III/A (1)	2932	Leipzig-Halle	7	351	184
CEM III/A (2)	2932	Leipzig-Halle	76	300	175

Tabelle 5.7: Veränderung der mittleren Rautiefe an den Waschbetonerprobungsstrecken.

Erprobungsstrecke	Rautiefe <sup>33</sup> nach Herstellung [mm]				Rautiefe <sup>34</sup> November 2014 [mm]			
	kleinster Einzelwert	Mittel	größter Einzelwert	Stabw	kleinster Einzelwert	Mittel	größter Einzelwert	Stabw
CEM III/A (1)	0,8	1,1	1,2	0,14	0,8	0,9	1,1	0,07
CEM III/A (2)	1,2	1,3	1,6	0,19	0,8	1,7	2,0	

<sup>31</sup> Berechnet aus Stundenwerten der Wetterstation ID 2932 (Halle/Saale) bzw. der Wetterstation ID 1270 (Erfurt-Weimar).

<sup>32</sup> Wetterstation ID gemäß Deutschen Wetter Dienst (DWD)

<sup>33</sup> Gemessen mittels Sandfleckmethode (Glasperlensand gemäß DIN EN 13036-1)

<sup>34</sup> Berührungslöse Messung „ELAtextr“ iWSmesstechnik



Bild 5.22: Erprobungsstrecke CEM II/A-S (1). Oberfläche im Oktober 2006.



Bild 5.23: Erprobungsstrecke CEM II/A-S (1). Oberfläche im Juli 2014.

Kein Bild vorhanden



Bild 5.24: Erprobungsstrecke CEM II/A-S (2). Oberfläche im Juli 2007.

Bild 5.25: Erprobungsstrecke CEM II/A-S (2). Oberfläche im Oktober 2015.



Bild 5.26: Erprobungsstrecke CEM III/A-S (1). Oberfläche im Oktober 2007.



Bild 5.27: Erprobungsstrecke CEM III/A-S (1). Oberfläche im November 2014.



Bild 5.28: Erprobungsstrecke CEM III/A-S (1). Oberfläche im Oktober 2007.



Bild 5.29: Erprobungsstrecke CEM III/A-S (1). Oberfläche im November 2014.



Bild 5.30: Erprobungsstrecke CEM III/A-S (2). Oberfläche im April 2008.



Bild 5.31: Erprobungsstrecke CEM III/A-S (2). Oberfläche im November 2014



Bild 5.32: Erprobungsstrecke CEM III/A-S (2). Oberfläche im April 2008.



Bild 5.33: Erprobungsstrecke CEM III/A-S (2). Oberfläche im November 2014

## 5.5 Diskussion

### 5.5.1 Auswirkung einer Freilagerung

Im Vergleich zu einer Laborlagerung führt die Lagerung im Freien zu einem anderen Austrocknungsverhalten. Wie zu erwarten, führen sommerliche Bedingungen zu sehr hohen Gesamtwasserabgaben, während herbstliche Bedingungen zu Gesamtwasserabgaben ähnlich der Laborlagerung führen. Ein entscheidender Unterschied sind die veränderten Verdunstungsbedingungen während der Nachtstunden. Während bei einer Laborlagerung unter konstanten Bedingungen der Beton kontinuierlich austrocknet, kann es im Freien zu einer gerin-

gen Wasseraufnahme durch Kapillarkondensation und Oberflächentaunässe kommen. Der komplexe Einfluss der natürlichen Witterung führt allerdings dazu, dass allgemeingültige Aussagen zum Trocknungsverlauf kaum möglich sind. Letztlich lässt sich daher nur festhalten, dass die Kapillarphase der Austrocknung bei sommerlichen Bedingungen sehr kurz sein kann (wenige Stunden). Unter herbstlichen Bedingungen ist die Kapillarphase dagegen häufig länger als 24 Stunden.

Das jeweilige Trocknungsverhalten hat auch direkten Einfluss auf die Wirkung der flüssigen Nachbehandlungsmittel. Unter sommerlichen Bedingungen ergab der frühe Auftrag stets die höchste Wasserrückhaltung bzw. den höchsten Sperrkoeffizient. Der Auftrag auf eine mattfeuchte Betonoberfläche (gemäß Lackmuspapiertest) führte dagegen zu einer hohen Anfangsverdunstung, so dass der Beton letztlich wesentlich mehr Wasser verliert als bei einem frühen Auftrag. Dies bedeutet, dass die von Huber [40, 41] im Labor festgestellten Zusammenhänge zum mittels Lackmuspapiertest bestimmten optimalen Auftragszeitpunkt unter realen Witterungsbedingungen nicht vollumfänglich gelten. Unter baupraktischen Bedingungen ist deshalb die Anwendung des Lackmuspapiertests als einziges Entscheidungskriterium für die Festlegung des Auftragszeitpunktes nicht zu empfehlen. Die Verwendung des Lackmuspapiertest kann aber eine Hilfestellung geben, indem man prüft, ob sich das Lackmuspapier noch sehr schnell und sehr stark verfärbt, da dies auf eine zu hohe Feuchtigkeit (für den Auftrag eines NBM) in der Randzone hinweist (vgl. Bild 2.16).

Unter herbstlichen Bedingungen sind eine Filmbildung und damit eine wirksame Sperrwirkung häufig erst am Tag nach der Betonage festzustellen. Dies bestätigt die These zur Filmbildung aus Abschnitt 3.4.2. Unter herbstlichen Bedingungen ist der Feuchtigkeitsgehalt in der Randzone über lange Zeit so hoch, dass eine Verfilmung des NBM nicht möglich ist. Die Wirksamkeit des Nachbehandlungsmittels zeigt dennoch eine Abhängigkeit vom Auftragszeitpunkt. Bei einem frühen Auftrag ist die Wirksamkeit des NBM nach der Verfilmung meist geringer und das obwohl die Filmbildung unabhängig vom Auftragszeitpunkt annähernd gleichzeitig eintritt. Dies deutet auf eine schlechtere Filmbildung bei frühem Auftrag hin. Die Ursache dafür liegt in einem Feuchtigkeitsaustausch zwischen Beton und noch nicht verfilmten NBM. Je früher das NBM auf den Beton aufgebracht wird, desto größere Mengen an Porenlösung werden über das noch nicht verfilmte NBM an die Umgebung abgegeben. Da jedoch nur reines Wasser verdunstet, müssen die mitgeführten Salze im Dispersionswasser zurückbleiben und führen zu einem weniger dichtem NBM-Film (Bild 3.41 ff.). Hinzu kommt der in 3.4.2 beschriebene Effekt des Lufteintritts zwischen Betonoberfläche und NBM-Film, der zu einem brüchigen NBM-Film führt und der umso stärker auftritt, je früher der Auftrag erfolgte.

Die parallele Bestimmung des Frost-Tausalz-Widerstandes zeichnet ein sehr differenziertes Bild. Zunächst ist festzustellen, dass die Abwitterungsmengen nach einer Freilagerung und ohne Nachbehandlung im Sommer in keinem Fall signifikant höher waren, als dies für die Laborlagerung bei 20°C / 65 % r. F. festgestellt wurde. Daraus lässt sich schlussfolgern, dass eine Lagerung im Labor bei 20°C / 65 % r. F. eine gute Prognose für das Verhalten bei pessimalen realen Bedingungen erlaubt. Dass die im Labor bei 20°C und 65 % r. F. festgestellten Abwitterungsmengen z. T. deutlich unterschritten wurden, zeigt aber auch, dass es Witterungsbedingungen gibt, die sich nicht negativ auf den Frost-Tausalz-Widerstand auswirken. Dass die Gesamtwasserabgaben bei einer sommerlichen Freilagerung deutlich höher sind als bei Lagerung im Klima 20/65, zeigt erneut, dass die Gesamtwasserabgabe keinen Rückschluss auf den Frost-Tausalz-Widerstand zulässt. Die Auslagerungsversuche unter herbstlichen Bedingungen zeigen insoweit eine Besonderheit auf, dass hier auch für den Beton CEM I (23,0), der im Klima 20/65 ohne Nachbehandlung stets sehr geringe Abwitterungen aufwies, plötzlich Abwitterungsmengen im Bereich des Abnahmekriteriums auftraten.

Dies kann ein Hinweis sein, dass eine langsamere Gefügeentwicklung durch geringe Erhärtungstemperaturen sich ähnlich auswirken, wie eine zementbedingte langsamere Gefügeentwicklung.

Die Wirkung der Nachbehandlungsmaßnahmen, bezogen auf den Frost-Tausalz-Widerstand ergab für die sommerliche Freilagerung ein ähnliches Bild, wie es für die Laborversuche gewonnen wurde. Das heißt, die Abwitterungen können i.d.R. durch die NBM verringert werden. Ausnahme bilden wieder die Betone, die bereits ohne Nachbehandlung eine geringe Abwitterung aufweisen (vgl. 4.4.2).

Bei einer herbstlichen Lagerung zeigt sich ein etwas anderes Bild. Der frühe NBM-Auftrag hatte hier zu einer geringeren Sperrwirkung und damit zu etwas höheren Wasserverlusten geführt. Diese Unterschiede im Austrocknungsverhalten traten aber erst im Alter von ca. 24 h auf. Dennoch zeigen die zum frühen Zeitpunkt nachbehandelten Betone teilweise eine deutlich höhere Abwitterung als die Proben, die zum optimalen Auftragszeitpunkt mit NBM besprüht wurde. Es liegt der Schluss nahe, dass aufgrund der geringeren Sperrwirkung die Randzone nach Ende der Kapillarphase stärker austrocknen kann und dies zu einem geringeren Frost-Tausalz-Widerstand führt. Besonders interessant ist aber die sonst gute Wirkung der flüssigen Nachbehandlungsmittel. Die Abwitterungen können durch die richtige Anwendung von NBM auf sehr geringe Werte gebracht werden. Eine mögliche Erklärung liefert wieder das Austrocknungsverhalten nach dem Ende der Kapillarphase. Unter herbstlichen Bedingungen ergaben sich auch zu späteren Zeitpunkten (nach Ende der Kapillarphase) noch sehr hohe Sperrkoeffizienten. Ursache für dieses Verhalten ist einmal in der geringeren potentiellen Verdunstung zu sehen – zum anderen kann Feuchtigkeit aufgrund der temperaturbedingten langsameren Festigkeitsentwicklung in größerem Maße umverteilt werden. Diese Umverteilung reicht aber nicht aus, um nicht nachbehandelte Proben vor der Austrocknung der Randzone zu bewahren. Wird die Wasserabgabe des Betons aber durch einen gut verfilmten NBM-Film reduziert, wird im Herbst insgesamt mehr Wasser nach oben transportiert als verdunstet. Da ein NBM-Film solange eine Wirkung erzielen kann, wie er vor Beschädigungen geschützt wird, erzielt die Nachbehandlung mit NBM unter herbstlichen Bedingungen zum Teil bessere Ergebnisse als eine 5-tägige Feuchtnachbehandlung. Aufgrund der niedrigeren Erhärtungstemperaturen ist eine 5-tägige Feuchtnachbehandlung offensichtlich nicht ausreichend. Unter sommerlichen Bedingungen ist die Wirkung der NBM deutlich geringer, da einerseits die Transportprozesse schwächer sind und andererseits aufgrund der hohen Temperaturen und niedrigen Luftfeuchtigkeiten mehr Wasser durch den NBM-Film diffundiert und somit zu einer stärkeren Austrocknung der Randzone führt.

### 5.5.2 Vergleich zwischen Labor- und Praxisbedingungen

Trotz im Rahmen dieser Arbeit vier begleitend untersuchten Erprobungsstrecken ist die Datenbasis für allgemeingültige Schlussfolgerungen z. T. zu gering. Beispielsweise konnte teilweise die Wirkung von verschiedenen Nachbehandlungsverfahren durch lang anhaltende Feuchteperioden nicht überprüft werden. Im Fall der Erprobungsstrecke CEM III/A (2) wird eine Vergleichbarkeit zudem durch die damals aufgetretenen hohen Luftporengehalte vermindert.

Für alle Erprobungsstrecken gilt aber, dass auch nach mehrjähriger Liegezeit eine übermäßige Abwitterung durch einen Frost-Tausalz-Angriff nicht erkennbar ist. Die Erprobungsstrecken wurden alle unter Verwendung von hüttensandhaltigen Zementen hergestellt. Dies zeigt, dass die Verwendung solcher Zemente nicht zwangsläufig zu geringen Frost-Tausalz-Widerständen führen muss. Bei Untersuchungen an parallel zum Fertigerinbau hergestellten Probekörpern wurden keine bedenklichen Abwitterungsmengen im CDF-Test festgestellt. Die höchsten Abwitterungen traten bei der Betonage der Strecke CEM III/A (1) auf. Hier

herrschten ungünstige Bedingungen (kühle, aber weitgehend trockene Witterung). Durch die Anwendung eines flüssigen Nachbehandlungsmittels konnte die Abwitterung um 50 % reduziert werden (von 1000 g/m<sup>2</sup> auf 500 g/m<sup>2</sup>). Bei einer Begehung der Flächen in den Jahren 2014 und 2015 konnte zudem eine hohe Dauerhaftigkeit der Betonoberflächen festgestellt werden. Bis auf die Erprobungsstrecke CEM III/A (2) zeigten alle Flächen nur geringe Abwitterungserscheinungen. Das schlechtere Bild der Strecke CEM III/A (2) ist jedoch im Zusammenhang mit den Herstellproblemen und dem deutlich erhöhten Luftporengehalt beim Einbau zu betrachten. Der verwendete CEM III/A ist nicht als Ursache für den schlechteren Oberflächenzustand zu sehen.

## 6 GEFÜGE DER BETONRANDZONE

### 6.1 Allgemeines

Obgleich die Betonrandzone bei einer Frost-Taubelastung die am stärksten beanspruchte Zone ist, gibt es nur wenige Untersuchungen, die sich näher mit ihrem Gefüge auseinandersetzen. Dies ist darauf zurückzuführen, dass Messmethoden zur Untersuchung der Randzone entweder eine tiefengestaffelte Zuordnung der Ergebnisse nicht ermöglichen (z. B. Wasserdampfadsorption, Gaspermeabilität, Oberflächenzugfestigkeit) oder die Messmethode nur an verhältnismäßig großen Proben durchgeführt werden kann. Deshalb reicht die Ortsauflösung nicht aus, um die Betonrandzone ausreichend differenziert zu erfassen (z.B. Quecksilberhochdruckporosimetrie). Texturierte Mörteloberflächen weisen bei Abwitterungsmengen von 1500 g/m<sup>2</sup> je nach angesetzter Oberflächenmörtelrohichte eine mittlere Abwitterungstiefe zwischen 0,6 bis 0,9 mm auf. Damit wird deutlich, dass für eine aussagekräftige Untersuchung der Betonrandzone eine hohe Ortsauflösung notwendig ist, damit die beanspruchte Zone ausreichend genau erfasst wird. In dieser Arbeit wird deshalb die Porosität und das Gefüge der Betonrandzone im Bereich zwischen der Oberfläche und 10 mm Tiefe in 5 bzw. 6 Tiefenschritten mittels digitaler Bildanalyse bestimmt. Eine ähnliche Vorgehensweise wurde z. B. auch in [83] und [61] gewählt. Auch die in der Literatur oft zitierten Erkenntnisse zur Porosität der Übergangszone zwischen Gesteinskörnungen und der Zementsteinmatrix gehen auf die Anwendung der digitalen Bildanalyse zurück.

### 6.2 Materialien und Untersuchungsmethoden

#### 6.2.1 Proben

Die für die Analyse verwendeten Proben entstammen den Laboruntersuchungen (Abschnitt 3) und den Freilagerungsversuchen unter herbstlicher und sommerlicher Witterung (Abschnitt 5). Es handelt sich um die Betone CEM II/B-Q (13,4), CEM II/B-S (16,8), CEM I (23,0). Daneben wurden auch Proben aus einem Gemeinschaftsprojekt zwischen dem F.A. Finger-Institut für Baustoffkunde (FIB) und dem Forschungsinstitut der Zementindustrie (FIZ) verwendet [184]. Die dort untersuchten Betone waren ähnlich zusammengesetzt wie jene aus Abschnitt 3 dieser Arbeit. Auch die Art der Herstellung war mit der in dieser Arbeit weitgehend vergleichbar<sup>35</sup>. Relevante Eigenschaften für diese Betone, sowie die angewendeten Nachbehandlungsvarianten können Tabelle 6.1 bis Tabelle 6.3 entnommen werden. Die Proben wurden ausschließlich im Labor gelagert. Als Nachbehandlungsmittel kam das NBM3 zum Einsatz. Zu beachten ist, dass die Betone eine steifere Konsistenz aufwiesen und bei zwei der drei näher untersuchten Betone das Festbetonluftporensystem nicht den Anforderungen gemäß den Anforderungen des Merkblattes für Luftporenbetone der FGSV [152] genügte.

---

<sup>35</sup> Abweichend zum Vorgehen in Abschnitt 3 wurden die Proben nicht in Würfelformen, sondern als Platten mit den Abmessungen 45 x 27 x 7,5 [cm<sup>3</sup>] in Holzformen hergestellt.

Tabelle 6.1: Ausgewählte Eigenschaften der verwendeten Zemente für die gemeinsamen Untersuchungen mit dem FIZ [184].

Bezeichnung	Werk	spez. Oberfläche (Blaine) [cm <sup>2</sup> /g]	Erstarrungsbe- ginn [h:min]	Na <sub>2</sub> O-Äquivalent [%]	Wasseranspruch für Normsteife [%]	Druckfestigkeit		PZ-Klinkeranteil [%]
						2d	28d	
CEM I 32,5 R	C	3030	4:30	0,43	26,0	<b>16,1</b>	51,4	100
CEM I 32,5 R	F	2810	3:25	0,88	25,0	<b>21,4</b>	48,8	100
CEM II B/S 32,5 R	F	3260	3:20	0,88	28,0	<b>23,3</b>	52,7	78

Tabelle 6.2: Charakterisierung der Betone aus gemeinsamen Untersuchungen mit dem FIZ [184].

Betonbezeichnung	Herstellwerk Zement	Konsistenz nach n min		LP-Gehalt nach n min [-]	Blutneigung [M.-%]	Druckfestigkeit im Alter von n Tagen [N/mm <sup>2</sup> ]			LP-System		
		10	60			1	2	28	A <sub>300</sub>	$\bar{L}$	A <sub>tot</sub>
		[-]	[-]			[-]	[-]	[-]	[-]	[mm]	[-]
CEM I* (16,1); w/z=0,43	C	1,40	1,47	4,6	0,72	7,6	19,8	54,0	1,4	0,18	2,5
CEM I* (21,4); w/z=0,41	F	1,38	1,48	4,7	0,37	20,2	29,8	53,3	2,3	0,14	4,1
CEM II/B-S* (23,3); w/z=0,43	F	1,32	1,42	4,6	0,97	10,1	19,8	48,0	1,2	0,19	2,5

Tabelle 6.3: Angewendete Nachbehandlungsarten bei gemeinsamen Untersuchungen mit dem FIZ [184].

Kurzbezeichnung	Ausführung
oNB	Ohne Nachbehandlung, 20 °C /65 % r.F
NBMfrüh	Auftrag eines Nachbehandlungsmittels ca. 2h nach Mischende, 20 °C /65 % r.F
NBMopti	Auftrag eines Nachbehandlungsmittels zum optimalen Auftragszeitpunkt (siehe Abschn. 0 und Bild 2.16) , 20 °C /65 % r.F
NBMspät	Auftrag eines Nachbehandlungsmittels ca. 1h nach dem optimalen Auftragszeitpunkt, 20 °C /65 % r.F
20 /100	Lagerung der Proben bei 20 °C und 100 % r. F.

## 6.2.2 Elektronenmikroskopie und digitale Bildanalyse zur Gefügeuntersuchung

Um Proben für die Rasterlektronenmikroskopie zu erhalten, wurden von ausgewählten Betonproben im Alter von 28 Tagen mit einer Säge schmale Streifen (etwa 15 x 15 x 150 mm<sup>3</sup>) gemäß Bild 6.1 (links) aus der Oberfläche gewonnen. Das Sägeblatt wurde dabei senkrecht zum Besenstrich geführt. Nach dem Schneiden wurden die Probenstreifen anschließend 5 ± 1 Tag bei 50 °C in einem Trockenschrank getrocknet. Danach wurde aus diesen Streifen gemäß Bild 6.1 (rechts) ein etwa 15 mm breites Stück heraus gebrochen. Anschließend verblieben die Proben bis zur weiteren Behandlung in einem Exsikkator über getrocknetem Silikagel. Für die Mikroskopieuntersuchungen wurde aus dem Probenstreifen ein Stück mit möglichst geringem Zuschlaggehalt heraus gebrochen. Diese kleinen Probestücke mit den Abmessungen rund 15 mm x 15 mm x 15 mm wurden mit einem zweikomponentigen Epoxidharz (Araldit) unter Vakuum getränkt. Nach der Erhärtung über 24 Stunden bei 60 °C wurde die in Bild 6.1 (rechts) blau schraffierte Fläche zunächst geschliffen und anschließend poliert. Nach dem Bedampfen der polierten Fläche mit Kohlenstoff war die Probenvorberei-

ung abgeschlossen. Bis zur Untersuchung im Rasterelektronenmikroskop lagerten die vorbereiteten Proben im Exsikkator über getrocknetem Silikagel.

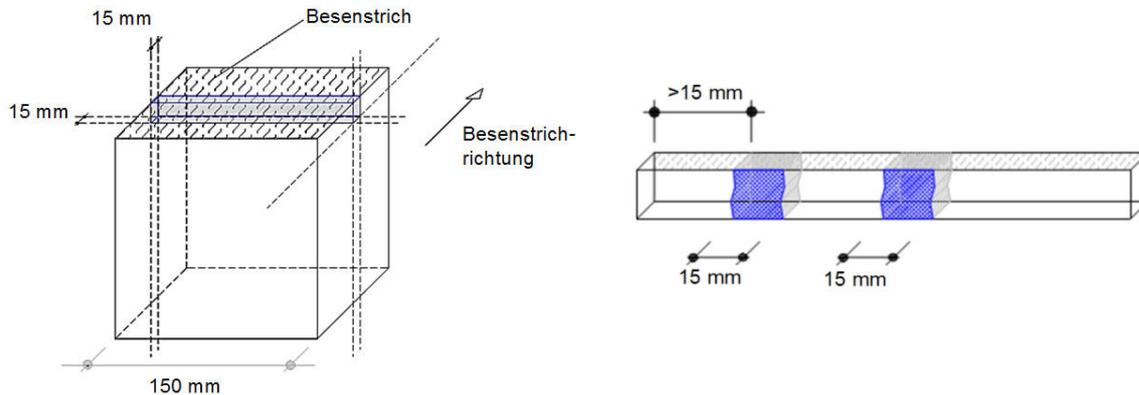


Bild 6.1: Gewinnung von Proben aus der Oberfläche (15 mm x 15 mm x 15 mm) für die Elektronenmikroskopie.

Von jedem untersuchten Probekörper wurden mindestens zwei Anschliffe hergestellt. Mit diesen Anschliffen wurde in 5 bzw. 6 Tiefenstufen die Zementsteinstruktur untersucht. Die untersuchten Tiefen enthielten die Randzone 0 – 0,15 mm, und mind. 4 weitere Tiefen (0,3 mm, 0,7 mm, 1,0 mm, (5 mm), 10 mm) (Bild 6.2). Pro Tiefe wurden mindestens 25 Bilder aufgenommen. Im Idealfall heißt das, etwa 12 Bilder mit dem einen und etwa 13 Bilder mit dem anderen Anschliff. Nur in Ausnahmefällen, wenn aufgrund von größeren Zuschlägen der Aufnahmebereich begrenzt wurde, konnte die angestrebte Anzahl von 25 Bildern pro Untersuchungstiefe nicht erfüllt werden.

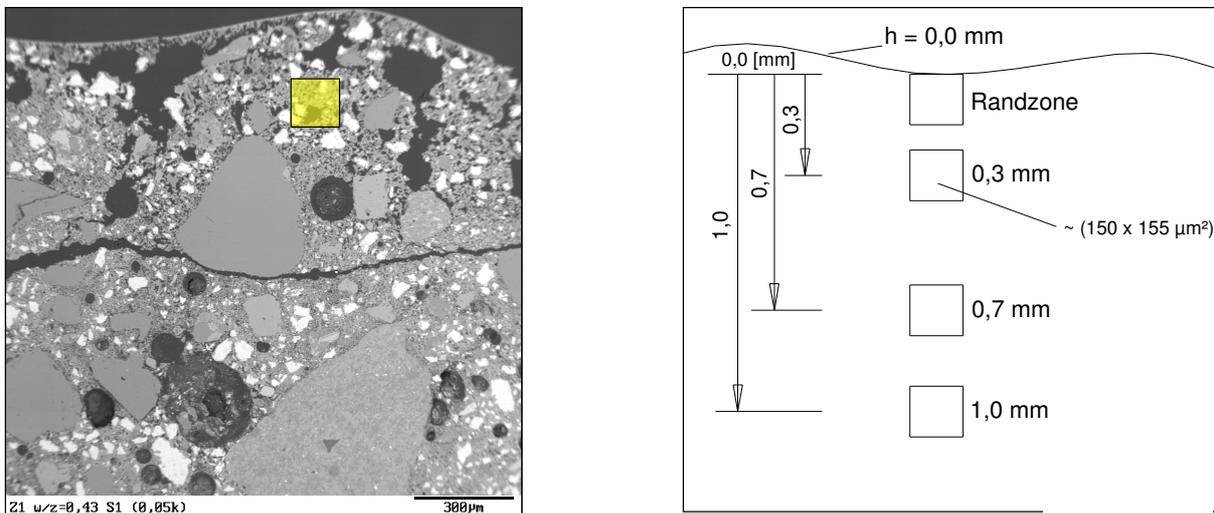


Bild 6.2 (links): Übersichtsbild des Betongefüges in der Randzone bei 50-facher Vergrößerung. Das gelbe Quadrat erlaubt einen Vergleich zur ungefähren Größe des Bildausschnittes bei 500-facher Vergrößerung. Rechts: Darstellung des Aufnahmerasters (Analysetiefe 10 mm und 5 mm fehlen in der Darstellung).

Der Festlegung der Mindestanzahl von 25 Bildern pro Entnahmetiefe liegen die folgenden Überlegungen aus [203, 61] zugrunde. Mit Gl. 6.1 kann in Abhängigkeit der Standardabweichung der Analyse und des zu erwartenden Mittelwertes die Anzahl an Bildern berechnet werden, die mindestens ausgewertet müssen, um eine Aussage bestimmter statistischer Sicherheit zu gewährleisten. In Bild 6.3 wurden die Standardabweichung und der Mittelwert in Form des Variationskoeffizienten<sup>36</sup> ausgedrückt und für diesen bei verschiedenen Versagenswahrscheinlichkeiten und zugelassenen Schwankungsbreiten um den realen Mittelwert

<sup>36</sup> Variationskoeffizient  $c = \frac{\mu}{s} \cdot 100 \%$ ; mit  $\mu$  - Mittelwert und  $s$  - Standardabweichung

(Vertrauensbereich) die notwendige Bilderanzahl berechnet. Anhand dieser Darstellung wird deutlich, dass bei hohen Variationskoeffizienten sehr schnell eine sehr hohe Bildanzahl notwendig wird, um hohe Aussagesicherheiten zu gewährleisten. Da die quantitative Bildanalyse zumeist eine sehr hohe Streuung aufweist, besteht die Notwendigkeit eines Kompromisses zwischen Aussagekraft und dem Aufwand beim Aufnehmen der zugrunde liegenden Bilderanzahl. Zu Beginn der Untersuchungen wurden im Mittel Variationskoeffizienten (bei der Bestimmung der Porosität) von 30 Prozent ermittelt. Für die Aussage, dass der bestimmte Mittelwert mit einer Wahrscheinlichkeit von 95 % im Bereich des realen Mittelwertes  $\pm 10\%$  liegt, werden bei einem Variationskoeffizienten von 30 % mindestens 25 Bilder benötigt. Da durchaus auch höhere Variationskoeffizienten auftreten können, wird teilweise die Aussagesicherheit geringer sein. Das bedeutet, dass rechnerisch ausgewiesene Unterschiede in der ermittelten Porosität ggf. nur als Trend anzusehen sind. Eine ähnliche Anzahl an Bildern wurde auch von anderen Autoren zur Anwendung der digitalen Bildanalyse verwendet z.B. [204]. Bezüglich der Aussagekraft ist auch das Verhältnis zwischen dem Größenbereich der interessierenden Phase und der erfassbaren Fläche in der Rasterelektronenmikroskopaufnahme. Die Porosität des Zementsteins überspannt einen Größenbereich zwischen wenigen Nanometern bis hin zu Poren mit einer Größe bis zu einem Millimeter. Diese Wertebreite kann mittels digitaler Bildanalyse nicht vollständig erfasst werden (siehe auch folgende Absätze). Ähnlich verhält es sich bei einer möglichen Analyse des Anteils an Zementklinker und/oder Hüttensandkörnern. Für übliche Zemente liegt der Hauptanteil der Zementpartikel im Größenbereich zwischen  $0,5\ \mu\text{m}$  bis ca.  $100\ \mu\text{m}$ . Dieser Bereich lässt sich aber nur theoretisch mit dem in Bild 6.2 dargestellten Bildausschnitt (gelbes Quadrat) erfassen. Praktisch erfolgt durch den Bearbeiter eine subjektive Beeinflussung, die auf möglichst heterogene Bilder zielt. Wie die späteren Untersuchungsergebnisse zeigen, ist damit nicht unter allen Bedingungen eine ausreichend genaue und vor allem vollständige Bestimmung der unreaktierten Zementbestandteile möglich.

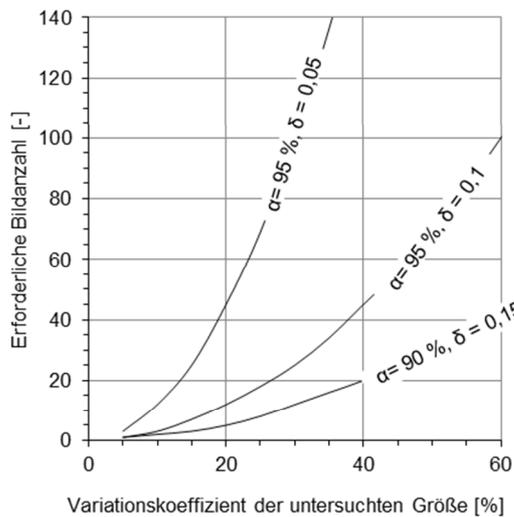
Die Bilder wurden mit einem Rasterelektronenmikroskop (HITACHI S 2700LB) bei einer Beschleunigungsspannung von 15 kV und einem Arbeitsabstand von 12 mm aufgenommen. Die eingestellte Vergrößerung betrug 500-fach. Sie wurde gewählt, da damit ein zufriedenstellender Kompromiss zwischen dem kleinsten Detail, welches noch erkannt werden kann und der Größe des Bildausschnittes erreicht wird. Bei den gewählten Aufnahmeparametern entspricht ein Bild einem Ausschnitt von etwa  $150 \times 155\ \mu\text{m}^2$ . Um den Zeitaufwand bei der Aufnahme der Bilder so gering wie möglich zu halten, wurde die Bildauflösung von  $1024 \times 1024$  Pixel auf  $512 \times 512$  Pixel reduziert. Ein Pixel repräsentiert demnach ein Bilddetail mit einer Fläche von rund  $0,3 \times 0,3\ \mu\text{m}^2$ . Das Auflösungsvermögen wird jedoch durch verschiedene Effekte reduziert, so dass man grob abschätzen kann, dass nur Poren, Klinkerreste usw. mit einem Durchmesser von knapp unter einem Mikrometer mittels der nachfolgend beschriebenen Analyse erfasst werden können.

$$N = \left( \frac{s \cdot t_{(1-\alpha),V}}{\delta \cdot \mu} \right)^2$$

Gl. 6.1 [203]

mit:

$N$  - Notwendige Anzahl an Bildern, damit mit der statistischen Sicherheit  $\alpha$  [%] das ermittelte Ergebnis innerhalb der Schwankungsbreite  $\mu \cdot \delta$  liegt. [-]



$\delta$  - Zulässige Schwankungsbreite (Vertrauensbereich) [-]  
 [Einheit von  $\mu$ ]  
 $s$  - Standardabweichung [Einheit von  $\mu$ ]  
 $V$  - Freiheitsgrade ( $N-1$ ) [-]  
 $t_{(1-\alpha),V}$  - Tabellenwert Studentverteilung [-]  
 $\mu$  - Mittelwert z. B. Porosität z. B. [%]

Bild 6.3: Abhängigkeit der erforderlichen Bildanzahl von der stat. Sicherheit der Aussage.

Durch Anwendung der digitalen Bildanalyse soll vor allem eine Aussage zur Porosität der Randzone ermöglicht werden. Die Bestimmung der Porosität mittels digitaler Bildanalyse von Rasterelektronenmikroskopieaufnahmen macht sich die Besonderheiten der Kontrastbildung bei der Entstehung eines REM-Bildes zu Nutze. Im Gegensatz zur Durchlichtmikroskopie wird die Probe, die man untersuchen möchte, nicht mit Licht durchstrahlt, sondern mit einem Elektronenstrahl beschossen. Dabei kommt es zu Wechselwirkungen zwischen den aufgeschossenen Elektronen und der Probe, in deren Folge Elektronen reflektiert werden. Diese reflektierten Elektronen werden mit einem Detektor empfangen und in ein Bildsignal umgewandelt. Je größer die empfangene Energie ist, desto heller ist das Bildsignal. Die Stärke des empfangenen Signals hängt in erster Linie von der chemischen Zusammensetzung des analysierten Untergrundes ab. Bei hohen mittleren Ordnungszahlen wird eine hohe Energiemenge reflektiert. Bei der Abrasterung der Probe mit dem Elektronenstrahl wird parallel dazu entsprechend der empfangenen Energie das Bild erstellt, wobei Bereiche mit hohen mittleren Ordnungszahlen hell erscheinen und Bereiche mit niedrigen Ordnungszahlen erscheinen dunkel. Da die Poren der zu untersuchenden Probe mit Harz gefüllt sind und Harz als organischer Stoff eine sehr niedrige mittlere Ordnungszahl hat, erscheinen die Poren in einem REM-Bild schwarz. Noch unhydratisierter Klinker erscheint dagegen hellgrau bis weiß. Alle anderen Phasen liegen dazwischen. Die Bildinformationen werden in ein Grauwertbild umgewandelt. Ein solches Grauwertbild besteht aus 256 Graustufen, wobei die Graustufe Null schwarz ist und die Graustufe 255 weiß darstellt. Unter Verwendung eines Analyseprogramms (Scandium, Soft Imaging System GmbH)<sup>37</sup> kann man interessierende Phasen durch Festlegung von Grauwertbereichen hervorheben und gleichzeitig den Flächenanteil der ausgewählten Phase bestimmen (Bild 6.4). Bei homogenen Stoffen kann nach den Gesetzen der Stereologie vom Flächenanteil auf den Volumenanteil geschlossen werden [205, 206]. Bei der Bestimmung des Flächenanteils für eine Gefügephase können sich Fehler ergeben, wenn sogenannte Fehlerpixel mit erfasst werden. Diese Fehlerpixel sind Pixel, die dem glei-

<sup>37</sup> Weitere Untersuchungen wurden mit dem Programm ImageJ 1.46r vom National Institute of Health durchgeführt. Die Messungen erfolgten durch interaktive, selbst programmierte Makros, die Schwellwerte automatisch ermittelten und eine Überprüfung und ggf. Korrektur durch den Nutzer während der Programmlaufzeit ermöglichten.

chem Grauwertbereich angehören, den man bestimmen möchte, jedoch gehören sie nicht zu der zu bestimmenden Phase, sondern treten aus verschiedenen Gründen innerhalb einer anderen Phase auf. Bei entsprechender Häufigkeit solcher „Fehlerpixel“ wird der Anteil einer bestimmten Phase überschätzt. Durch die Anwendung des morphologischen Filters „Morphologie Öffnen“ können diese Fehlerpixel entfernt werden. Das zugrundeliegende quadratische Strukturelement aus 4 Pixeln löscht Pixelflächen der Größe  $0,6 \mu\text{m} \times 0,6 \mu\text{m}$ , ohne dass die Flächen der interessierenden Phase beeinflusst werden. In [207] wird die Wirkungsweise morphologischer Partikelfilter näher erläutert. Bild 6.4 zeigt das Ergebnis einer vollständigen Phasenanalyse, mit der nun die Flächen- und damit die Volumenanteile der Kapillarporen mit Durchmesser  $> 1 \mu\text{m}$ , dem Gehalt an unreaktiertem Klinker- und Hüttensand und die gebildeten Reaktionsprodukte inklusive dem Porenanteil  $> 1 \mu\text{m}$  im Zementstein quantitativ bestimmt werden können. Eventuell vorhandene Flächenanteile an Gesteinskörnung und künstlichen Luftporen wurden von Hand bestimmt und von der Bildfläche abgezogen. Damit stellen sämtliche bestimmte Flächen- bzw. Volumenanteile die Anteile am vorhandenen reinen Zementstein dar.

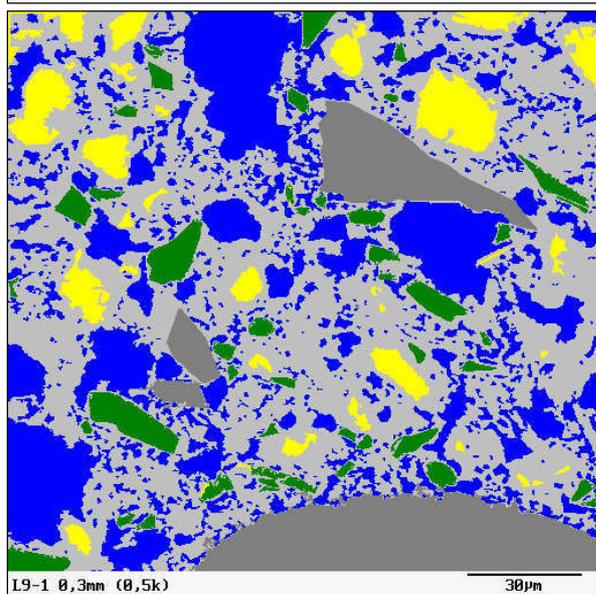
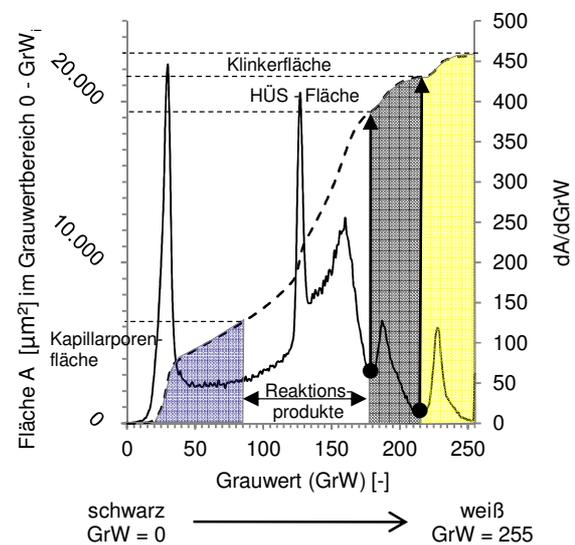
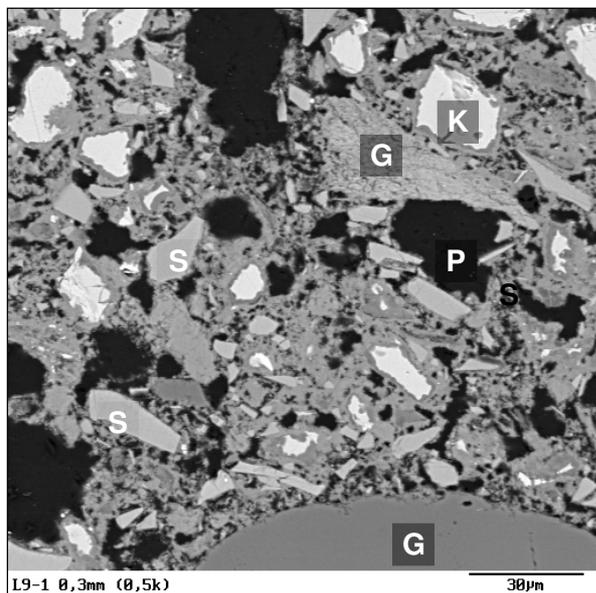


Bild 6.4 (oben links): Rasterelektronenmikroskopieaufnahme der Zementsteinmatrix eines Straßenbetons mit CEM II/B-S. Aufgrund der verschiedenen mittleren Ordnungszahlen bilden sich unhydratisierter Klinker (K), Hüttensandkörner (S), Gesteinskörnung (G) und Poren (P) unterschiedlich ab.

Bild 6.4 (oben rechts): Summenkurve (Fläche im einem bestimmten Grauwertbereich und 1. Ableitung der Summenkurve (allgemein Histogramm genannt). Die Minima des Histogramms grenzen den Bereich der interessierenden Phasen bereits ein. Meist ist aber noch eine Feinjustierung erforderlich. Die Gesteinskörnung wird stets von Hand detektiert (analog wird mit künstlichen Luftporen verfahren – hier nicht dargestellt).

Bild 6.4 (unten links): Graphische Darstellung des Ergebnisses einer digitalen Bildanalyse. Alle interessierenden Zementstein bzw. Feinmörtelphasen sind quantitativ über die Grauwertbestimmung detektiert und können zahlenmäßig erfasst werden. Blau: Porosität, Grau: Zuschlag, Gelb: unreaktierter Klinker, Grün: unreaktierter Hüttensand, Hellgrau: Reaktionsprodukte

### 6.2.3 Ableitung des Wasser-Zementverhältnisses und des Hydratationsgrads mittels Digitaler Bildanalyse

Bereits die augenscheinliche Begutachtung der Mikroskopieaufnahmen offenbarte eine sehr hohe Porosität der Randzone. Gleichzeitig wurde im Randzonenbereich ein geringerer Anteil an unhydratisiertem Klinker und Hüttensand festgestellt. Da es unwahrscheinlich ist, dass die geringeren Anteile an unhydratisiertem Zement auf einen höheren Hydratationsgrad zurückzuführen sind, muss der Volumenanteil am Zement von Beginn an geringer gewesen sein. Dies kann auf einen höheren w/z-Wert zurückzuführen sein.

Ein Vorgehen zur Abschätzung des w/z-Wertes mittels digitaler Bildanalyse von Rasterelektronenmikroskopieaufnahmen wird in [204, 208] vorgeschlagen. Dafür bestimmen die Autoren, ähnlich dem in Abschnitt 6.2.2 beschriebenen Vorgehen, den Gehalt an Kapillarporen und unhydratisiertem Klinker. Die dafür verwendeten Rasterelektronenmikroskopieaufnahmen wurden bei 500-facher Vergrößerung an Zementsteinanschliffen aufgenommen. Die in den Bildern mit erfassten Luftporen werden aus der Bildfläche herausgerechnet, das Schrumpfporenvolumen wird vernachlässigt. Zieht man von der Bildfläche ohne Luftporen den Flächenanteil an Kapillarporen und unhydratisiertem Klinker ab, erhält man den Flächenanteil der Hydratationsprodukte – d.h. die C-S-H Phasen inklusive der Gelporosität und den anderen Reaktionsprodukten (z.B.  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ , Ettringit, Monosulfat usw.). Bild 6.5 stellt die genannten Flächenanteile im frischen und bereits erhärteten Zustand graphisch dar. Bei der nachträglichen Bestimmung des w/z-Wertes liegt aber nur ein Zustand nach einer gewissen Hydratationszeit vor – d.h. Klinkeranteile wurden unter Bildung von Hydratationsprodukten verbraucht. Um anhand der bestimmaren Anteile (Porosität, Klinker und Gel) weitere Aussagen zu ermöglichen, greifen die Autoren auf Untersuchungen zur Zementhydratation von Powers und Brownyard zurück [209, 16]. Anhand umfangreicher Untersuchungen haben Powers und Brownyard festgestellt, dass pro  $\text{cm}^3$  Zement ein Volumen von ca.  $2 \text{ cm}^3$  Reaktionsprodukten, inklusive Gelporen, gebildet wird<sup>38</sup>. Unter Ansatz dieses Verhältnisses berechnen Wong und Buenfeld [204] denjenigen Klinkeranteil, der zur Entstehung des vorhandenen Anteils an Hydratationsprodukten (inkl. Gelporen) erforderlich war. Der ursprünglich vorhandene Klinkeranteil ergibt sich aus diesem schon umgesetzten und dem noch unhydratisierten Klinker (Gl. 6.2). Der ursprüngliche Wassergehalt ergibt sich aus der Überlegung, dass das ursprüngliche Zementleimvolumen (ohne Luftporen und mit Vernachlässigung des Schrumpfporenanteils) aus den Volumenanteilen Wasser und Klinker gebildet wurde. Rechnet man mit den Dichten für Wasser und Zement die Volumenanteile in Massenanteile um, kann der w/z-Wert ermittelt werden. Eine Schwachstelle dieser Methode liegt darin begründet, dass der in einer Rasterelektronenmikroskopieaufnahme als Hydratationsprodukt erfasste Anteil einen nicht näher bekannten Anteil an Kapillarporen enthält [61]. In der Folge werden tendenziell niedrigere w/z-Werte ermittelt. Ein weiteres Problem ist die Vernachlässigung der Schrumpfporen bzw. dem damit verbundenen Hydratationssog. Wird bei der Hydratation Wasser in nennenswerten Mengen von außen nachgesaugt, steht dieses für die Hydratation zur Verfügung und die angegebenen Gleichungen haben nur noch eine eingeschränkte Gültigkeit. Dennoch konnten Wong und Buenfeld eine sehr gute Übereinstimmung zwischen abgeschätzten und tatsächlich vorliegenden w/z-Werten erreichen. Das beschriebene Verfahren soll in dieser Arbeit angewendet werden, um den w/z-Wert in der Randzone abzuschätzen. Wie bereits erwähnt, liegt eine Schwachstelle des Vorgehens von Wong und Buenfeld in der zwangsläufigen Fehlbestimmung des Kapillarporengehaltes begründet. Andererseits ist der w/z-Wert der in dieser Arbeit betrachteten Betone entsprechend der Herstellung im Labor sehr genau nachvollziehbar. Weiterhin kann man davon ausgehen, dass in einer Tiefe von ca. 10 mm eine Beeinflussung des w/z-Wertes durch Sedimentationsvorgän-

<sup>38</sup> Das genaue Volumenverhältnis zwischen Klinker und Hydratationsprodukten hängt von der Zusammensetzung des Zementklinkers ab.

ge gering ist. Deshalb wurden die Analyseergebnisse in der Tiefe von 10 mm zur Ableitung eines Korrekturfaktors verwendet. Der Korrekturfaktor berücksichtigt, dass der bei 500-facher Vergrößerung bestimmte Anteil an Hydratationsprodukten noch Kapillarporen enthält. In einer Tiefe von 10 mm wurde für alle untersuchten Betone dann eine sehr gute Übereinstimmung mit dem tatsächlich vorliegenden w/z-Wert (aus der Mischungsrezeptur) erreicht, wenn im ermittelten Anteil an Hydratationsprodukten ein Gehalt von ca. 33 % (zusätzlichen) Kapillarporen angesetzt wird. Dieser Korrekturfaktor wird für alle Untersuchungen gleichermaßen angesetzt. Beachtet werden muss noch, dass für die Betone unter Verwendung des Zementes CEM II/B-S (16,8) und den Modellzement CEM II/B-Q (13,4) Kalksteinmehl zugesetzt wurde. Dieser Anteil muss bei den Berechnungen vom Anteil der Hydratationsprodukte abgezogen werden. Im Fall des Modellzementes, der anstatt Hüttensandmehl inertes Quarzmehl enthält, wird die detektierte Quarzmehlfläche vom Bildinhalt subtrahiert. Folglich bezieht sich der berechnete w/z-Wert nur auf den Portlandzementanteil.

Einige Probleme machen Gl. 6.2 bis Gl. 6.4, wenn man damit den w/z-Wert von hüttensandhaltigen Zementen bestimmen möchte. Für diese Zemente kann ein anderes Verhältnis zwischen dem Volumen der Hydratationsprodukte (inkl. Gelporen) und dem Volumen des umgesetzten Zementes (inkl. Hüttensandmehl) vorliegen. Dem Autor sind jedoch genauere Untersuchungen zu diesem Sachverhalt nicht bekannt. Aus diesem Grund wurde in dieser Arbeit vereinfachend davon ausgegangen, dass das Verhältnis zwischen dem Volumen der Hydratationsprodukte (inkl. Gelporen) und dem hydratisierten Zement (inkl. Hüttensandmehl) mit dem eines Portlandzementes identisch ist. Ein möglicher Fehler, der sich ergibt, wenn pro Kubikzentimeter Hüttensandmehl wesentlich mehr bzw. weniger als zwei Kubikzentimeter Zementgel entstehen, ist in den hier betrachteten Fällen auch deshalb gering, da die Zemente einen Hüttensandanteil von ca. 30 M.-% enthalten. Da der Umsatzgrad des Hüttensandes im Alter von 28 Tagen zudem noch deutlich unterhalb des Portlandzementanteils liegt, ist das gewählte Vorgehen vertretbar.

An dieser Stelle ist zu ergänzen, dass in [210] zwar die von Wong und Buenfeld entwickelte Methode zur Bestimmung des w/z-Wertes auf hüttensandhaltige Zementsteine erweitert wird, allerdings erfordert die dort vorgeschlagene Methodik eine Bestimmung des verdampfbaren und nicht verdampfbaren Wassergehaltes. Deshalb ist das dort vorgeschlagene Verfahren nur für reine Zementsteine ausreichend praktikabel.

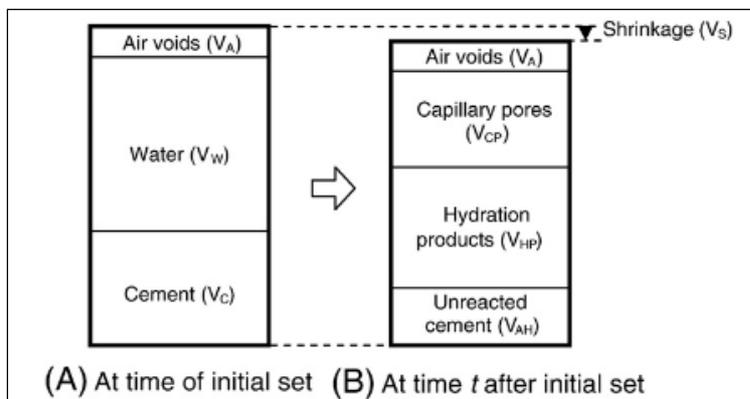


Bild 6.5: Volumenverhältnisse bei der Zementhydratation nach [204].

$$V_c = V_{AH} + \frac{V_{HP}}{\delta} \quad (\text{Bezeichnungen gemäß Bild 6.5}) \quad \text{Gl. 6.2}$$

mit:

$\delta$  - Verhältnis zwischen dem Volumen der Hydratationsprodukte (inkl. Gelporen) und dem dabei hydratisiertem Zement (PZ und HÜS) [-]

$$\delta = \frac{V_{HP}}{V_c} \quad \text{für alle Betrachtungen wird einheitlich } \delta = 2,04 \text{ verwendet.}$$

$V_{AH}$  - Anteil an unhydratisiertem Zement (auch Hüttensandmehl) [-]

$V_{HP}$  - Anteil an Hydratationsprodukten (korrigiert um den angenommenen Anteil an feinen Kapillarporen, 33 %) [-]

$$V_W = V_{AH} + V_{CP} + V_{HP} - \left( V_{AH} + \frac{V_{HP}}{\delta} \right) \quad (\text{Bezeichnungen gemäß Bild 6.5}) \quad \text{Gl. 6.3}$$

$$\frac{w}{z} = \frac{V_{HP} \left( 1 - \frac{1}{\delta} \right) + V_{CP}}{\left( V_{AH} + \frac{V_{HP}}{\delta} \right) \cdot \rho_c} \quad \text{Gl. 6.4}$$

$V_{CP}$  - Anteil an Kapillarporen inkl. des Anteils, der in den Hydratationsprodukten enthalten ist [-]

$\rho_c$  - Zementreindichte [g/cm<sup>3</sup>]

Zur Ableitung des Hydratationsgrades wird der bestimmte Anteil an unhydratisiertem Zement (Klinker und Hüttensandmehl) und der mit Gl. 6.2 bestimmte ursprünglich vorhandene Anteil an Zement verwendet. Theoretisch kann der ursprünglich vorhandene Zementanteil auch über die Zusammensetzung des Zementleims bestimmt werden. Da die Untersuchungen aber gerade zeigten, dass in der Randzone nicht mehr von der ursprünglichen Zusammensetzung ausgegangen werden kann, ist es notwendig auch für die Berechnung des Hydratationsgrades auf Gl. 6.2 zurückzugreifen. Die Bestimmung des Hydratationsgrades des Zementes bzw. des Bindemittels erfolgte dann gemäß Gl. 6.5.

$$\alpha_c = \left( 1 - \frac{V_c}{V_{AH}} \right) \cdot 100\% \quad \text{Gl. 6.5}$$

$V_{AH}$  - Anteil an unhydratisiertem Zement (auch Hüttensandmehl) [-]

$V_c$  - Mit Gl. 6.2 berechneter Anteil an ursprünglich vorhandenem Zement [-]

## 6.2.4 Bestimmung der Carbonatisierungstiefe

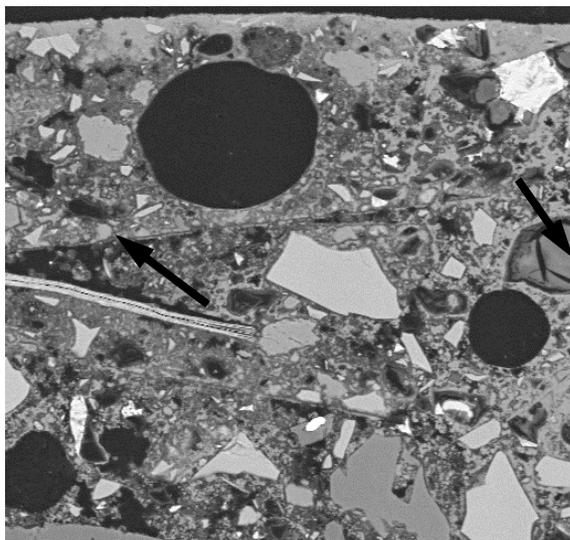
Zur Bestimmung der Carbonatisierungstiefe wurde im Alter von 21 Tagen von einer Probe 150 mm x 150 mm x 75 mm ein 45 mm breiter Streifen abgetrennt. Die weitere Lagerung erfolgte analog der oben genannten Proben im Klima 20°C und 65 % r. Feuchte. Die Carbonatisierungstiefe wurde an frischen Bruchflächen im Alter von 28 Tagen an der ausgetrockneten und texturierten Oberfläche mittels Indikatorlösung bestimmt. Als Indikatorlösung wurde eine 1 %-ige Phenolphthalein Lösung in 70 %-tigem Ethanol verwendet. Eine Messung bestand aus 4 Teilflächen, aus denen der Mittelwert gebildet wurde.

## 6.3 Ergebnisse

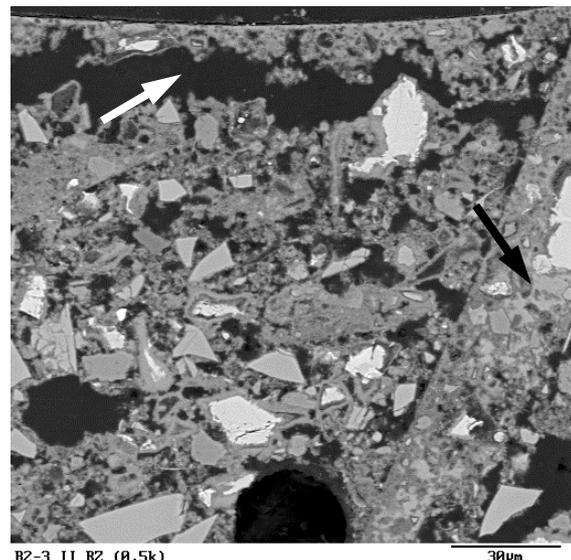
### 6.3.1 Visuelle Beschreibung der Randzone

Bevor auf Ergebnisse der digitalen Bildanalyse eingegangen wird, soll anhand einiger Bildaufnahmen der Zustand der Betonrandzone qualitativ beschrieben werden. In Bild 6.6 bis Bild 6.14 ist das Gefüge der äußersten Randzone in Abhängigkeit der ausgeführten Lagerungsart und Nachbehandlungsmaßnahme abgebildet. Nachfolgend werden einige Besonderheiten erläutert. Bei einer Vielzahl von Bildern wurde festgestellt, dass die Texturierung mit einem Besen zu einer deutlichen Auflockerung des Randzonengefüges führt. Bereits leicht verfestigte Schollen werden durch den Besenstrich aufgerissen und in das darunter

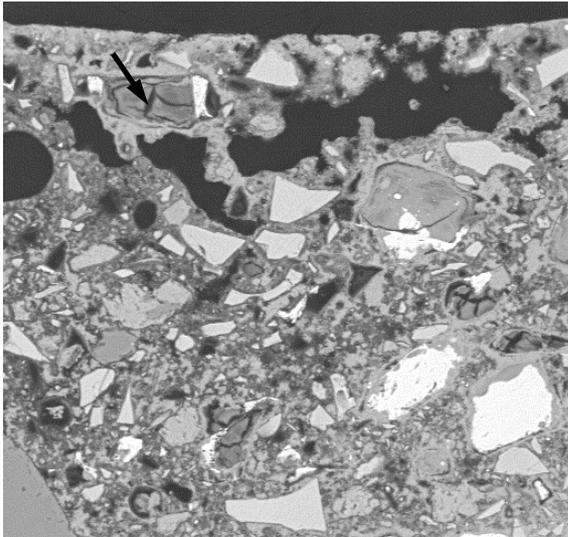
liegende Gefüge eingearbeitet (Bild 6.6, Bild 6.7, Bild 6.9, Bild 6.11). Derartige Vermischungen sind auch noch in 0,3 mm Tiefe zu erkennen. Damit ist eine gewisse Auflockerung des Gefüges verbunden, so dass ein Teil des (groben) Porenvolumens in der Randzone auch auf die Texturierung zurückzuführen ist. Weiterhin wird anhand der Bilder deutlich, dass eine nicht nachbehandelte Randzone eine dünne bis ca. 20  $\mu\text{m}$  starke Schicht aufweist, die verhältnismäßig dicht erscheint. Das darunter liegende Gefüge ist dagegen sehr porös, wobei im Vergleich zu einer mit NBM nachbehandelten Oberfläche die Porosität aber feiner wirkt. Diese Beobachtung wird besonders deutlich in Bild 6.13 und Bild 6.14. Dort zeigt die nicht nachbehandelte Probe die genannte dünne, aber sehr dichte Oberflächenschicht und darunter ein dunkel erscheinendes Matrixgefüge. Bei der zum optimalen Zeitpunkt mit Nachbehandlungsmittel nachbehandelten Probe fehlt die dichte Zone an der Oberfläche und das Gefüge weist eine höhere und fein verteilte Porosität auf. Bei im Freien gelagerten Proben ohne Nachbehandlung scheint die Ausbildung der Randzone von den Witterungsbedingungen abzuhängen. Bild 6.6, Bild 6.8 und Bild 6.13 zeigen die Randzone bei Freilagerung im Herbst, während eines eher milden Sommers und bei Lagerung im Labor. Die dünne, aber dichte Zone an der Oberfläche ist erkennbar und auch das darunter liegende Gefüge zeigt die beschriebene dunkle Matrix. Im Gegensatz dazu ist in Bild 6.11 bzw. Bild 6.12 die dünne, dichte Zone zwar noch schwach erkennbar, das darunter liegende Gefüge zeigt aber eher eine grobe Porosität. Bei diesen Auslagerungsversuchen herrschte eine sehr heiße Witterung. Es liegt also nahe, dass die Temperatur und Verdunstungsbedingungen auf die Ausbildung dieser dünnen Randzonenschicht starken Einfluss nehmen. Als weitere Besonderheit sind bei ausgelagerten Proben ohne Nachbehandlungsmittel zum Teil sehr deutliche Veränderungen in Bereichen zu erkennen, in denen sich Zementklinkerpartikel befanden. (Bild 6.6, Bild 6.8, Bild 6.10). Nach [9] handelt es sich dabei um reagierte Klinkerpartikel, die stark carbonatisiert sind und bei denen auch aus den inneren C-S-H-Phasen („inner products“) Calcium herausgelöst wurde. Es verbleiben nur an Calcium verarmte C-S-H Phasen bzw. ggf. amorphes Silikagel zurück. Bild 6.15 bis Bild 6.19 zeigen exemplarisch das Gefüge aus größeren Tiefen. Man erkennt, dass in einer Tiefe von 0,3 mm teilweise noch eine sehr poröse Struktur vorhanden sein kann, teilweise aber schon ein sehr dichtes Gefüge vorliegt. Auch in der größten untersuchten Tiefe (10 mm) sind zum Teil noch Unterschiede in der Porosität visuell zu erkennen. Um weitere Aussagen oder eine quantitative Erfassung der Unterschiede für verschiedene Betone, Lagerungs- und Nachbehandlungsvarianten zu ermöglichen, ist man auf die digitale Bildanalyse angewiesen.



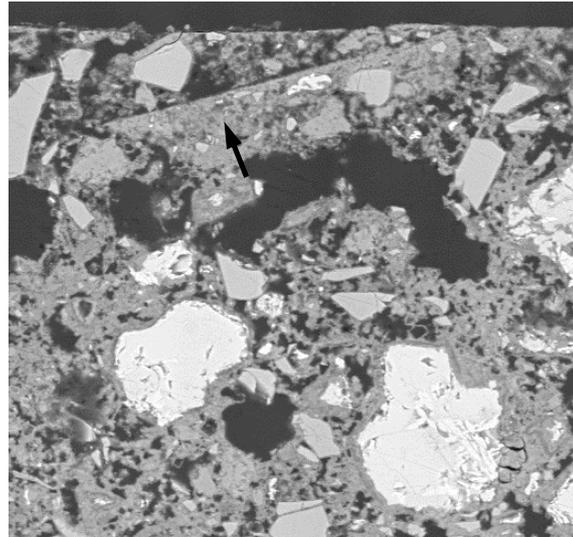
B2-1 I RZ (0,5k)  
Bild 6.6: Randzonengefüge aus Versuch CEM II/B-S (16,8) He21d - Ohne Nachbehandlung. Alter 28 d.



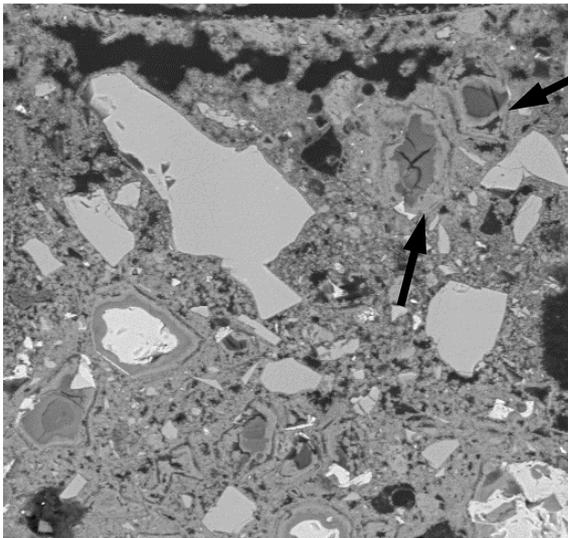
B2-3 II RZ (0,5k)  
Bild 6.7: Randzonengefüge aus Versuch CEM II/B-S (16,8) He21d - NBMopti. Alter 28 d.



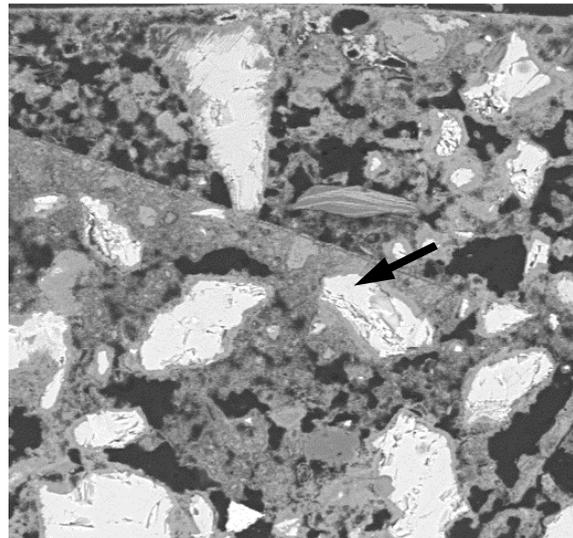
L4-1 RZ (0,5k)  
Bild 6.8: Randzonengefüge aus Versuch CEM II/B-S (16,8) So21d (c) - Ohne Nachbehandlung. Alter 28 d.



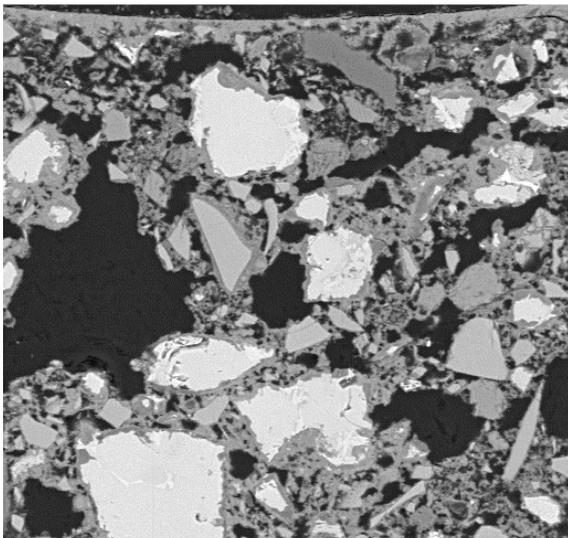
L5-4 RZ (0,5k)  
Bild 6.9: Randzonengefüge aus Versuch CEM II/B-S (16,8) So21d (c) - NBMopti. Alter 28 d.



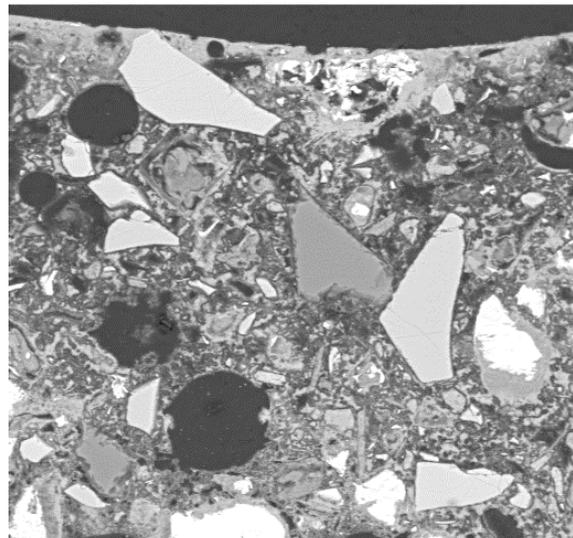
L6-6 RZ (0,5k)  
Bild 6.10: Randzonengefüge aus Versuch CEM II/B-S (16,8) So21d (c) – 5dfeucht. Alter 28 d.



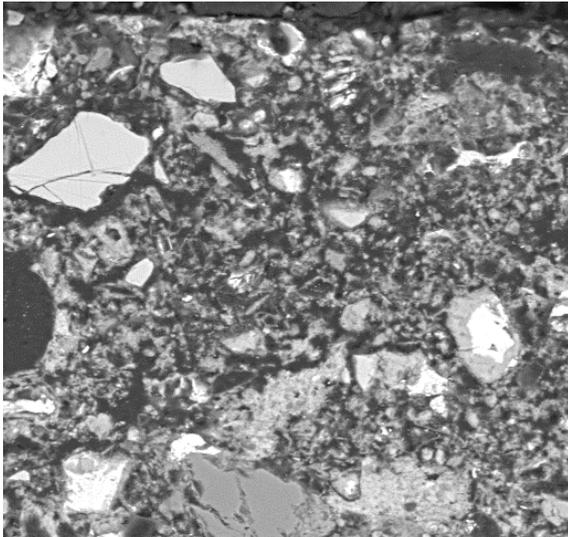
L7-2 RZ (0,5k)  
Bild 6.11: Randzonengefüge aus Versuch CEM I (23,0) So21d – ohne Nachbehandlung. Alter 28 d.



L9-2 RZ (0,5k)  
Bild 6.12: Randzonengefüge aus Versuch CEM II/B-S (16,8) So21d (b) – ohne Nachbehandlung. Alter 28 d.



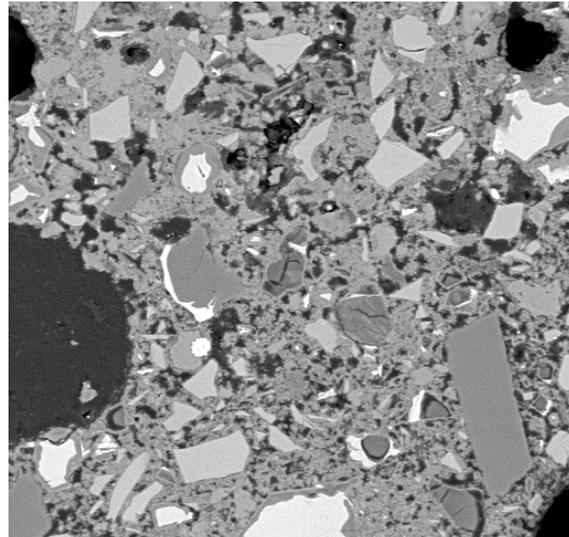
V11/1 ohne Z0/65 (0,5k)  
Bild 6.13: Randzonengefüge CEM II/B-S\* (23,3) 20/65 – ohne Nachbehandlung. Alter ca. 28 d.



U13\_1 NBM opti 3h (0,5k)

30µm

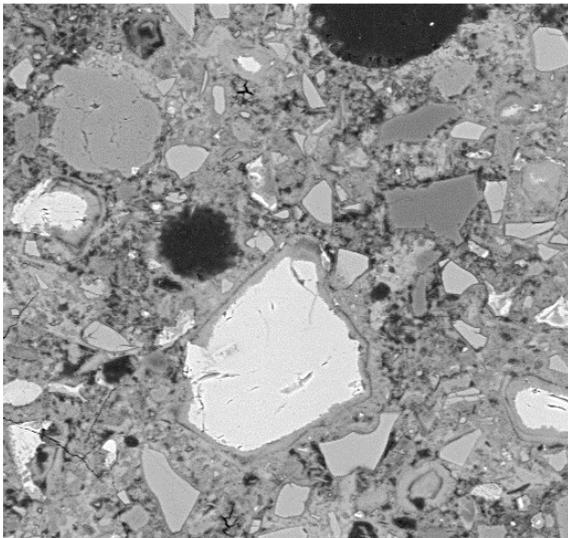
Bild 6.14: Randzonengefüge CEM II/B-S\* (23,3) 20/65 – NBMopti. Alter ca. 28 d.



B2-1 II 0,3mm (0,5k)

30µm

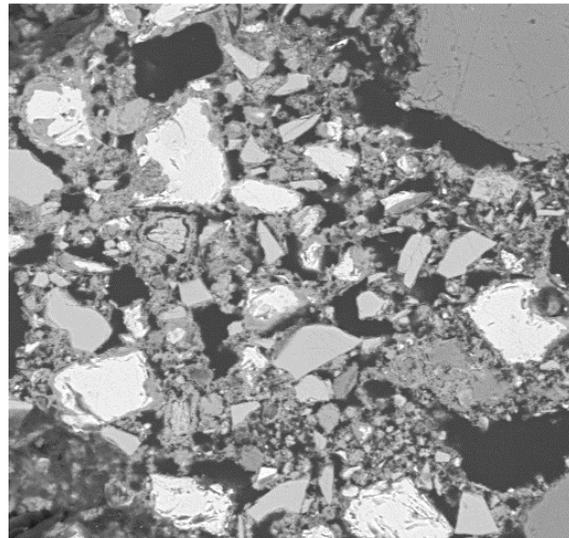
Bild 6.15: Gefüge in 0,3 mm Tiefe aus Versuch CEM II/B-S (16,8) He21d – Ohne Nachbehandlung. Alter 28 d.



B2-1 II 10mm (0,5k)

30µm

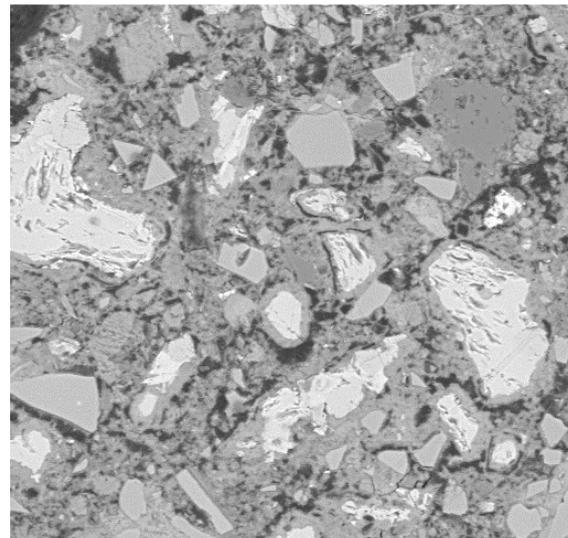
Bild 6.16: Gefüge in 10 mm Tiefe aus Versuch CEM II/B-S (16,8) He21d – oNB. Alter 28d.



L4-1 0,3mm (0,5k)

30µm

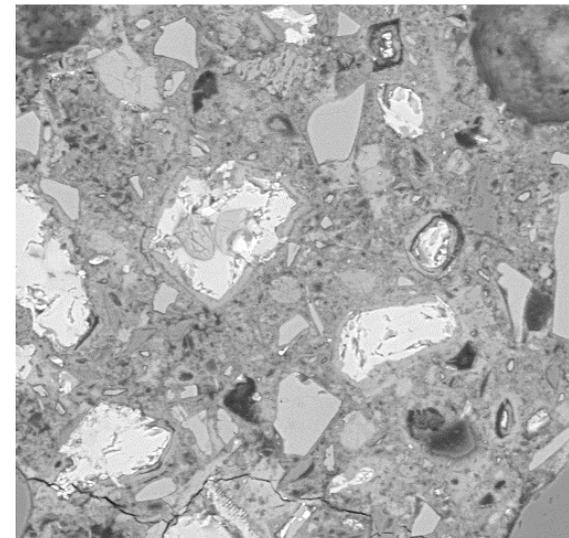
Bild 6.17: Gefüge in 0,3 mm Tiefe aus Versuch CEM II/B-S (16,8) So21d (c) - oNB. Alter 28 d.



L4-1 10mm (0,5k)

30µm

Bild 6.18: Gefüge in 10 mm Tiefe aus Versuch CEM II/B-S (16,8) So21d (c) - oNB. Alter 28 d.



L5-4 10mm (0,5k)

30µm

Bild 6.19: Gefüge in 10 mm Tiefe aus Versuch CEM II/B-S (16,8) So21d (c) - NBMopti. Alter 28 d.

### 6.3.2 Zementsteinporosität bestimmt mittels digitaler Bildanalyse

Durch die Anwendung der digitalen Bildanalyse können die oben genannten visuell und qualitativ erfassbaren Porositätsunterschiede untermauert werden. Bild 6.20 zeigt die ermittelte Zementsteinporosität für den Beton CEM II/B-S (16,8) bei einer Auslagerung im Sommer unter milden Witterungsbedingungen (vgl. Bild 5.7 und Bild 5.8). Anhand Bild 6.20 ist erkennbar, dass die Porosität der Randzone im Vergleich zur Analysetiefe von 10 mm deutlich größer ist. Dies gilt mehr oder weniger für alle durchgeführten Nachbehandlungsvarianten. Eine Nachbehandlung mit feuchtem Sand ergab die geringste Porosität in der Randzone. Ein Blick auf die Vertrauensbereiche zeigt aber, dass die Unterschiede statistisch unsicher sind. Ein signifikanter Einfluss der Nachbehandlung auf die Zementsteinporosität zeigt sich für diesen Versuch erst ab einer Analysetiefe von 0,3 mm. Im Vergleich zu nachbehandelten Proben ist bei Proben ohne Nachbehandlung die Zementsteinporosität im Bereich zwischen 0,3 bis 1 mm fast doppelt so hoch. In einer Tiefe von 10 mm sind nur noch geringe Unterschiede feststellbar. Für statistisch sichere Aussagen wäre in dieser Tiefe eine größere Anzahl an Bildern auszuwerten.

Von besonderem Interesse ist ein Vergleich zwischen den Nachbehandlungsvarianten NBMopti und 5dfeucht. Bezogen auf den hier bestimmten Porositätsanteil weisen beide Varianten die gleiche Effektivität auf – d.h. gegenüber der nicht nachbehandelten Probe konnte in den Tiefenstufen 0,3 bis 1,0 mm der Mittelwert der Porosität um 33 – 50 % reduziert werden.

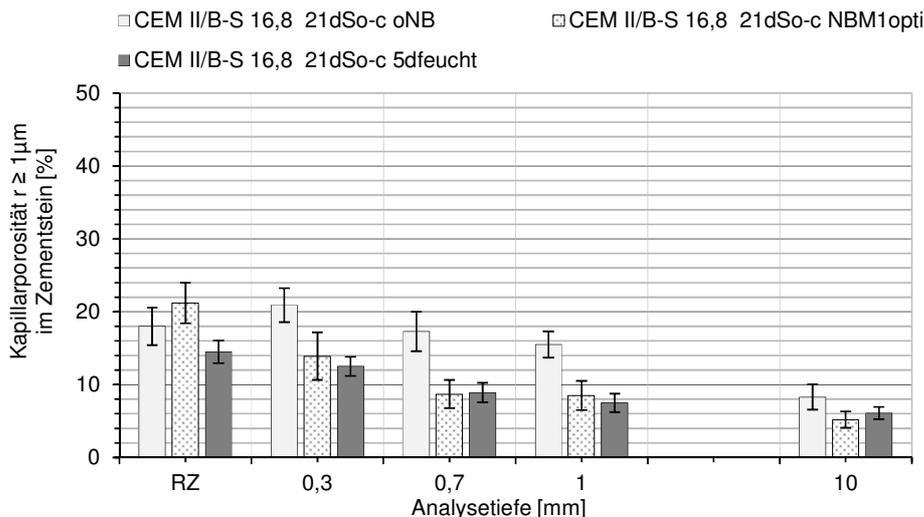


Bild 6.20: Mittels digitaler Bildanalyse bestimmte Porosität der Zementsteinmatrix des Betons. Versuch CEM II/B-S (16,8) So21d (c) mit verschiedenen Nachbehandlungsvarianten. Untersuchungsalter 28 d.

Bild 6.21 stellt weitere Ergebnisse zur Wirkung verschiedener Nachbehandlungsmaßnahmen dar. Es zeigt die Ergebnisse des Betons CEM II/B-S (23,3) bei Lagerung im Labor 20/65. Zunächst ist festzustellen, dass im Vergleich zu den Ergebnissen aus Bild 6.20 die ermittelte Zementsteinporosität im direkten Randzonenbereich deutlich höher ist. Die höchste Randzonenporosität weisen die mit flüssigen NBM nachbehandelten Proben auf. Entgegen der Ergebnisse aus Bild 6.20 sind die Porositäten auch in 300  $\mu$ m Tiefe unabhängig von der Nachbehandlung gleichmäßig hoch. Erst ab einer Tiefe von 700  $\mu$ m nimmt die Zementsteinporosität bei nachbehandelten Proben ab. Erneut ergibt eine Nachbehandlung mit NBM (Auftrag auf eine mindestens mattfeuchte Oberfläche) ähnlich gute Ergebnisse wie eine Lagerung bei 20 °C und 100 % relativer Feuchte. Wird das NBM allerdings zu früh aufgetragen, ist eine Wirkung nicht zu erkennen. Die Porosität des Zementsteins ist dann genauso hoch wie bei Proben ohne eine Nachbehandlung. Ein späterer Auftrag des Nachbehandlungsmittels (ca. 2 h nach dem Erreichen des optimalen Zeitpunktes gemäß Lackmustest) führte zu ähnlichen

Ergebnissen wie ein Auftrag zum genannten optimalen Zeitpunkt. Eine geringere Wirksamkeit aufgrund eines späteren Auftrags des NBM ist demnach nicht gegeben.

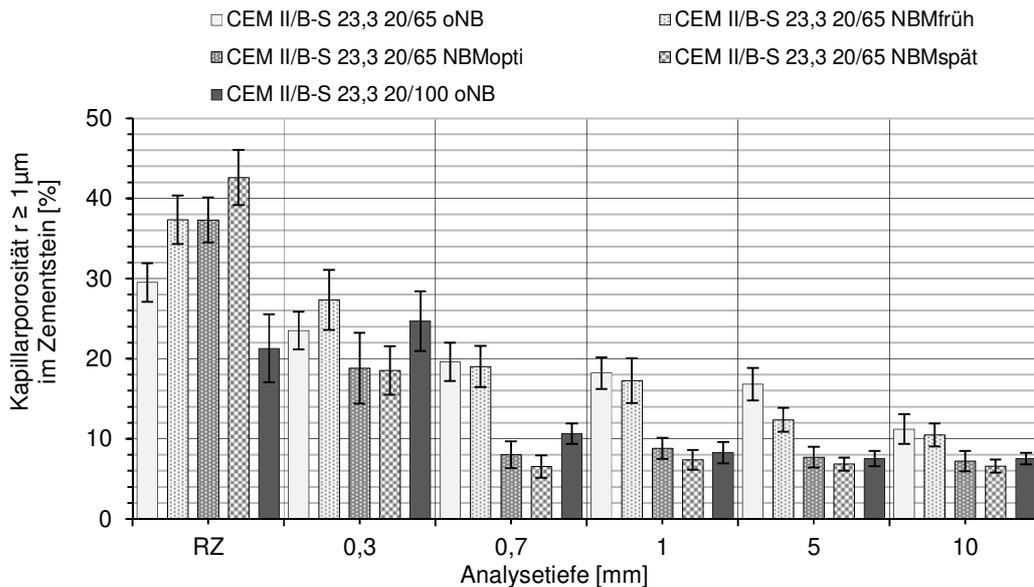


Bild 6.21: Mittels digitaler Bildanalyse bestimmte Porosität der Zementsteinmatrix des Betons. Versuch CEM II/B-S (23,3)\* 20/65. Untersuchungsalter ca. 28 d.

Interessant ist ein Vergleich der Porositäten von nicht nachbehandelten Proben aus einer Labor- bzw. Freilagerung. In Bild 6.22 sind Ergebnisse aus Freilagerungsversuchen ohne Nachbehandlungsmaßnahmen dargestellt. Bild 6.23 zeigt dagegen ermittelte Zementsteinporositäten von laborgelagerten Proben. Für beide Lagerungsarten gilt, dass ohne Nachbehandlungsmaßnahmen i.d.R. die Zementsteinporosität nur langsam mit der Tiefe abnimmt (vgl. Bild 6.20). Auffällig ist aber, dass bei laborgelagerten Proben z. T. sehr hohe Porositäten in der direkten Randzone auftreten. Im Tiefenbereich zwischen 0,7 – 1 mm lassen sich geringere Unterschiede zwischen den Lagerungsarten erkennen. Die freigelagerten Betonproben zeigen in dieser Tiefe geringere Zementsteinporositäten. In einer Tiefe von ca. 10 mm ist ein Unterschied nicht mehr erkennbar.

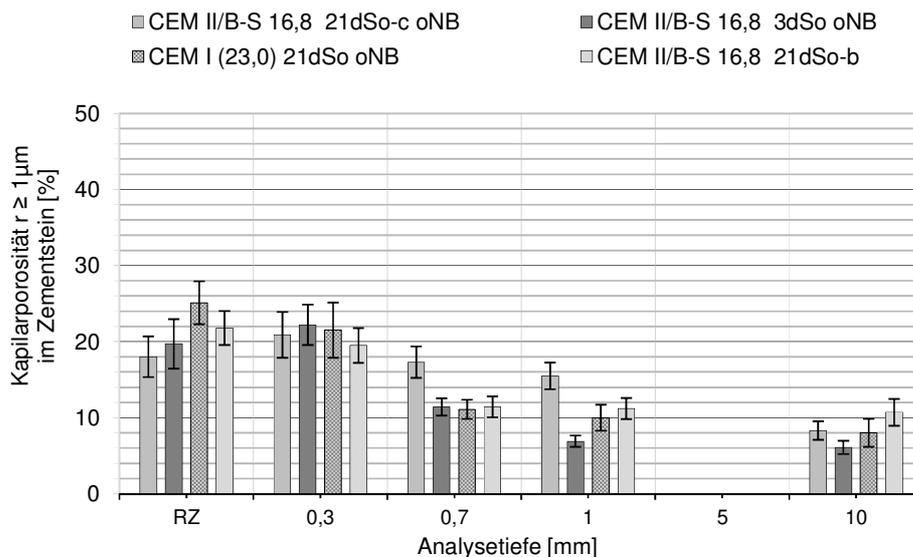


Bild 6.22: Mittels digitaler Bildanalyse bestimmte Porosität der Zementsteinmatrix des Betons. Freilagerungsversuche oNB. Untersuchungsalter 28 d.

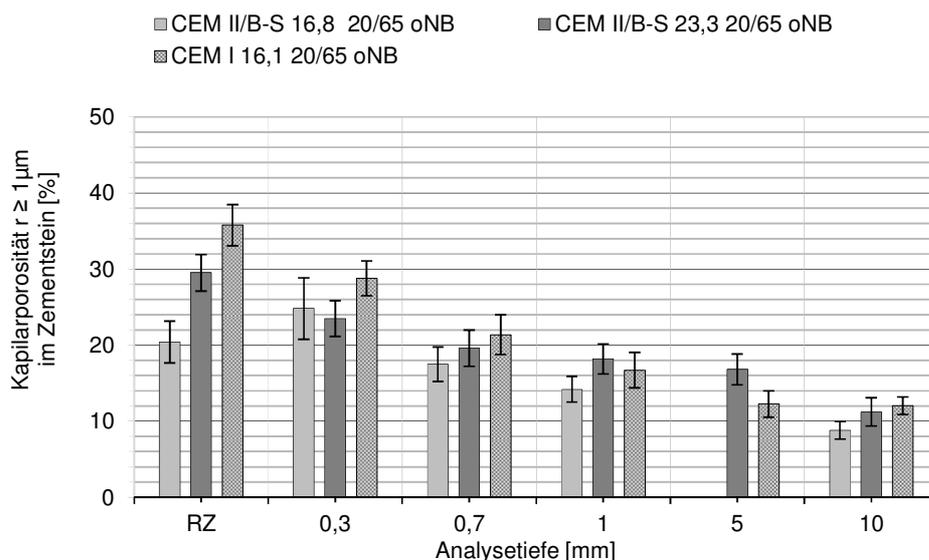


Bild 6.23: Mittels digitaler Bildanalyse bestimmte Porosität der Zementsteinmatrix des Betons. Lagerung 20/65 oNB. Untersuchungsalter ca. 28 Tage.

### 6.3.3 Abschätzung des w/z-Wertes und des Hydratationsgrades

Tabelle 6.4 und Tabelle 6.5 geben die ermittelten Wasser-Zementverhältnisse und die zugehörigen Konfidenzintervalle wieder. Für die Ermittlung des Wasser-Zementverhältnisses wurden gemäß 6.2.3 alle Untersuchungen mit den gleichen Eingangsparametern durchgeführt. Ein Vergleich der ermittelten w/z-Verhältnisse in einer Tiefe von 10 mm mit dem Wasser-Zement-Wert laut Mischungsrezeptur (vorletzte und letzte Spalte in Tabelle 6.4 und Tabelle 6.5) ergibt eine brauchbare Übereinstimmung. Hervorzuheben ist die gute Übereinstimmung der Berechnung für den Beton CEM II/B-Q (13,4), da hier aufgrund des Austausches des Hüttensandmehles durch inertes Quarzmehl ein w/z-Wert von 0,63 vorliegt. Die rechnerische Bestimmung ergab einen w/z-Wert von  $0,65 \pm 0,05$ .

Tabelle 6.4: Mittels digitaler Bildanalyse abgeschätzter w/z-Wert (vgl. 6.2.3) in der Randzone.

	Analysetiefe [mm]										w/z Rezeptur
	RZ		0,3		0,7		1		10		
	w/z ± Konfidenzintervall										
CEM II/B-Q 13,4 20/65 oNB	0,83	± 0,08	0,79	± 0,07	0,78	± 0,06	0,69	± 0,05	0,65	± 0,05	0,63
CEM II/B-S 16,8 20/65 oNB	0,68	± 0,09	0,63	± 0,07	0,66	± 0,08	0,60	± 0,07	0,49	± 0,02	0,44
CEM II/B-S 16,8 21dSo-c oNB	0,65	± 0,05	0,47	± 0,04	0,43	± 0,03	0,45	± 0,03	0,42	± 0,02	0,44
CEM II/B-S 16,8 21dSo-c NBM1opti	0,62	± 0,05	0,53	± 0,05	0,50	± 0,03	0,54	± 0,06	0,44	± 0,03	0,44
CEM II/B-S 16,8 21dSo-c 5dfeucht	0,60	± 0,04	0,58	± 0,03	0,54	± 0,03	0,50	± 0,04	0,52	± 0,02	0,44
CEM II/B-S 16,8 3dSo oNB	0,67	± 0,08	0,55	± 0,06	0,54	± 0,04	0,50	± 0,03	0,45	± 0,03	0,44
CEM II/B-S 16,8 21dSo-b	0,51	± 0,04	0,50	± 0,03	0,45	± 0,03	0,44	± 0,02	0,45	± 0,03	0,44
CEM I (23,0) 21dSo oNB	0,72	± 0,15	0,53	± 0,04	0,49	± 0,06	0,44	± 0,03	0,46	± 0,03	0,44

Tabelle 6.5: Mittels digitaler Bildanalyse abgeschätzter w/z-Wert (vgl. 6.2.3) in der Randzone.

	Analysetiefe [mm]														w/z Rezeptur
	RZ		0,3		0,7		1		5		10				
	w/z ± Konfidenzintervall														
CEM II/B-S 23,3 20/65 oNB	0,62	± 0,05	0,50	± 0,03	0,52	± 0,04	0,49	± 0,04	0,44	± 0,02	0,43	± 0,02			0,43
CEM II/B-S 23,3 20/65 NBMfrüh	0,77	± 0,08	0,64	± 0,05	0,56	± 0,04	0,59	± 0,04	0,52	± 0,04	0,50	± 0,03			0,43
CEM II/B-S 23,3 20/65 NBMopti	0,86	± 0,09	0,63	± 0,07	0,52	± 0,03	0,51	± 0,02	0,47	± 0,03	0,49	± 0,03			0,43
CEM II/B-S 23,3 20/65 NBMspät	1,01	± 0,10	0,62	± 0,04	0,51	± 0,03	0,49	± 0,03	0,48	± 0,02	0,47	± 0,03			0,43
CEM II/B-S 23,3 20/100 oNB	0,79	± 0,08	0,75	± 0,07	0,54	± 0,03	0,52	± 0,03	0,49	± 0,03	0,49	± 0,02			0,43
CEM I 16,1 20/65 oNB	0,79	± 0,08	0,73	± 0,05	0,62	± 0,06	0,52	± 0,04	0,45	± 0,03	0,55	± 0,13			0,41
CEM I 16,1 20/65 NBMopti	1,02	± 0,12	0,85	± 0,07	0,62	± 0,04	0,56	± 0,04	0,49	± 0,02	0,47	± 0,03			0,41
CEM I 16,1 20/65 NBMspät	0,90	± 0,07	0,73	± 0,05	0,72	± 0,06	0,53	± 0,04	0,48	± 0,03	0,47	± 0,03			0,41
CEM I 16,1 20/100 oNB	0,83	± 0,09	0,74	± 0,06	0,62	± 0,07	0,56	± 0,02	0,51	± 0,02	0,45	± 0,02			0,41

Die Abschätzung der w/z-Werte in der unmittelbaren Randzone zeigt, dass dort zumeist deutlich höhere Wasser-Zementverhältnisse vorliegen. Ein höherer w/z-Wert lässt sich noch bis in eine Tiefe von 0,7 mm feststellen. Wie stark sich der w/z-Wert in der Randzone erhöht, hängt von den Lagerungsbedingungen und der Art der Nachbehandlung ab. Bei Anwendung von flüssigen Nachbehandlungsmitteln ist die w/z-Wert Erhöhung am stärksten (Bild 6.24). Ebenso führt die Lagerung im Labor zu höheren w/z-Werten in der Randzone. Für eine Laborlagerung ist zudem feststellbar, dass der w/z-Wert auch in größeren Tiefen leicht erhöht ist (Bild 6.25).

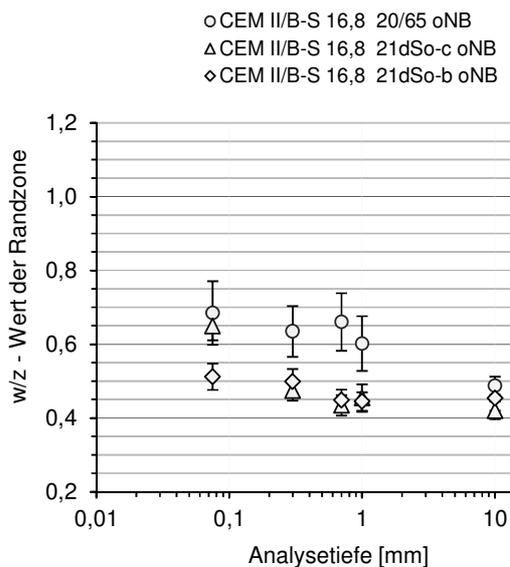


Bild 6.24: Abgeschätztes Wasser-Zementverhältnis in der Randzone in Abhängigkeit der Lagerungsbedingungen. Bei heißen Witterungsbedingungen (CEM II/B-S (16,8) 21d So-b) fällt die w/z-Wert Erhöhung in der Randzone geringer aus.

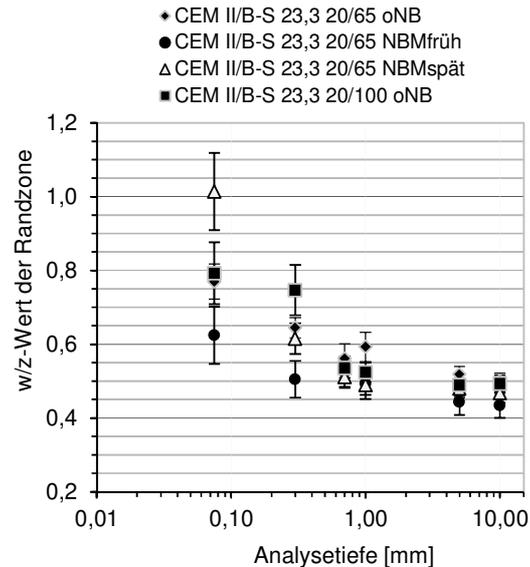


Bild 6.25: Abgeschätztes Wasser-Zementverhältnis in der Randzone bei unterschiedlichen Nachbehandlungsarten.

Die vorgenommenen Berechnungen zum Hydratationsgrad geben Tabelle 6.6 und Tabelle 6.7 wieder. Die gewonnenen Ergebnisse lassen nur verhältnismäßig geringe Unterschiede in den Hydratationsgraden erkennen. Lediglich die Nachbehandlung mit feuchtem Sand bzw. die Lagerung bei 20 °C und 100 % r. F: ergibt deutlich höhere Hydratationsgrade. Überraschend ist eine Betrachtung der ermittelten Hydratationsgrade in Abhängigkeit der Analysetiefe. Zwar werden die geringsten Hydratationsgrade bei nicht nachbehandelten Proben ermittelt, aber es fällt auf, dass bei nicht nachbehandelten Proben der geringste Hydratationsgrad in einer Tiefe zwischen 0,3 – 1,0 mm Tiefe ermittelt wird. Bei mit NBM nachbehandelte Proben treten die geringsten Hydratationsgrade dagegen in der äußersten Randzone auf. Mögliche Ursachen für diese überraschenden und z. T. widersprüchlichen Ergebnisse werden in der nachfolgenden Diskussion der Ergebnisse behandelt.

Tabelle 6.6: Mittels digitaler Bildanalyse abgeschätzter Hydratationsgrad des Zementklinkers (vgl. 6.2.3) in der Randzone.

	Analysetiefe [mm]									
	RZ		0,3		0,7		1		10	
	Hydratationsgrad [%] des Zementes ± Konfidenzintervall									
CEM II/B-Q 13,4 20/65 oNB	67	± 5	59	± 6	57	± 7	65	± 4	65	± 4
CEM II/B-S 16,8 21dSo-c oNB	64	± 4	42	± 3	42	± 2	43	± 2	50	± 2
CEM II/B-S 16,8 21dSo-c NBM1opti	55	± 3	50	± 4	56	± 3	58	± 4	52	± 3
CEM II/B-S 16,8 21dSo-c 5dfeucht	67	± 3	65	± 3	67	± 3	64	± 4	69	± 3
CEM II/B-S 16,8 3dSo oNB	65	± 6	48	± 5	57	± 3	58	± 3	54	± 2
CEM II/B-S 16,8 21dSo-b	46	± 3	49	± 2	49	± 3	51	± 3	51	± 2
CEM I (23,0) 21dSo oNB	56	± 4	46	± 4	52	± 3	49	± 4	54	± 3

Tabelle 6.7: Mittels digitaler Bildanalyse abgeschätzter Hydratationsgrad des Zementklinkers (vgl. 6.2.3) in der Randzone.

	Analysetiefe [mm]											
	RZ		0,3		0,7		1		5		10	
	Hydratationsgrad [%] des Zementes ± Konifdenzintervall											
CEM II/B-S 23,3 20/65 oNB	62	± 3	56	± 3	60	± 3	60	± 3	59	± 2	63	± 2
CEM II/B-S 23,3 20/65 NBMfrüh	54	± 4	57	± 3	59	± 3	63	± 3	62	± 4	61	± 4
CEM II/B-S 23,3 20/65 NBMopti	60	± 4	66	± 3	68	± 4	66	± 3	62	± 5	65	± 4
CEM II/B-S 23,3 20/65 NBMspät	66	± 4	66	± 4	67	± 4	65	± 3	65	± 3	64	± 3
CEM II/B-S 23,3 20/100 oNB	82	± 3	73	± 4	69	± 4	70	± 3	66	± 4	66	± 3
CEM I 16,1 20/65 oNB	59	± 4	64	± 4	60	± 3	57	± 4	54	± 4	50	± 3
CEM I 16,1 20/65 NBMopti	59	± 5	63	± 4	62	± 4	65	± 5	64	± 3	63	± 4
CEM I 16,1 20/65 NBMspät	53	± 4	60	± 3	56	± 7	67	± 6	65	± 3	61	± 3
CEM I 16,1 20/100 oNB	81	± 5	78	± 5	75	± 6	76	± 3	71	± 4	63	± 4

### 6.3.4 Carbonatisierungstiefen

Die im Alter von 28 Tagen ermittelten Carbonatisierungstiefen sind in Tabelle 6.8 zusammengefasst. Ohne eine Nachbehandlung werden sehr hohe Carbonatisierungstiefen von bis zu 4 mm ermittelt. Bei Freilagerung im Herbst sind die Carbonatisierungstiefen geringer. Die höchsten Werte werden bei Freilagerung im Sommer ermittelt. An Proben, die mit Nachbehandlungsmitteln nachbehandelt wurden, kann eine Carbonatisierungstiefe teilweise gar nicht bestimmt werden. Nur bei wenigen Versuchen (unter Verwendung von NBM) werden sehr geringe Carbonatisierungstiefen bis max. 1 mm festgestellt. Dies entspricht in etwa dem, was im Alter von 28 Tagen an bis zum 7.Tag unter Wasser gelagerten Schallflächen bestimmt wurde. Der frühe Auftrag ergibt tendenziell etwas höhere Carbonatisierungstiefen bzw. hier ist häufiger eine Carbonatisierungstiefe überhaupt bestimmbar. Die bis zum 5. Tag mit feuchtem Sand nachbehandelten Proben weisen Carbonatisierungstiefen auf, die gegenüber einer Nachbehandlung mit NBM meist etwas höher sind. Im Vergleich zu nicht nachbehandelten Proben beträgt die Carbonatisierungstiefe aber weniger als die Hälfte.

Tabelle 6.8: Im Alter von 28 Tagen ermittelte Carbonatisierungstiefen [mm].

	oNB	NBMfrüh	NBMfeucht	5dfeucht
CEM II/B-S (16,8) 20/65	2,4	0,2	0,0	1,0
CEM II/B-Q (13,4) 20/65	3,3	0,7	0,0	1,7
CEM II/B-S (16,8) 20/65	3,2	1,2	0,5	0,6
CEM II/B-S (26,5) 20/65	2,1	0,2	0,0	0,6
CEM II/B-S (16,8) 21dHe	2,0	0,0	0,0	1,0
CEM II/B-S (16,8) 3dHe (b)	3,2	0,8	0,8	1,6
CEM I (23,0) 21dHe	1,4	0,0	0,0	0,0
CEM I (23,0) 3dHe (b)	2,0	0,6	0,6	0,8
CEM II/B-S (26,5) 21dHe	0,9	0,0	0,0	0,5
CEM II/B-S (16,8) 21dSo (a)	2,5	0,2	0,1	0,5
CEM II/B-S (16,8) 21dSo (b)	2,3	0,4	0,2	0,2
CEM II/B-S (16,8) 21dSo (c)	4,1	1,2	0,6	0,6
CEM II/B-S (16,8) 3dSo	1,9	0,3	0,2	0,5
CEM I (23,0) 21dSo	2,2	0,9	0,3	0,1

## 6.4 Diskussion

Durch die quantitative Auswertung von Rasterelektronenmikroskopaufnahmen war es möglich, die gröbere Kapillarporosität der Zementmatrix bis in eine Tiefe von 10 mm zu bestimmen. Die Ergebnisse zeigen eine auffällig hohe Porosität in der direkten Randzone 0 – 150  $\mu\text{m}$  Tiefe. Die bestimmten Porositätswerte in dieser Tiefe liegen zwischen ca. 15 bis 45 Vol.-%. Da mit der verwendeten Methode nur Kapillarporen ab einem Radius zwischen 0,5 – 1  $\mu\text{m}$  bestimmt werden können, wird die tatsächliche Kapillarporosität sogar noch höher ausfallen. Die untersuchten Betone wurden mit einem w/z-Wert von 0,41 – 0,44 hergestellt. Anhand Bild 2.4 lässt sich ableiten, dass solch hohe Kapillarporositäten bei den vorhandenen w/z-Werten nur bei sehr niedrigen Hydratationsgraden von ca. 20 % vorliegen können. Derart niedrige Hydratationsgrade sind eher unwahrscheinlich. Hinzu kommt, dass im direkten Oberflächenbereich auch stets sehr geringe Anteile an unhydratisiertem Klinker festgestellt wurden. So lag der Verdacht einer w/z-Wert Erhöhung nahe. Durch die weitere Bestimmung der Anteile an unhydratisierten Zementbestandteilen und Hydratationsprodukten (Zementgel) konnten Aussagen zum w/z-Wert in der Randzone gewonnen werden. Die ermittelten w/z-Werte fallen gerade für die äußerste Randzone sehr hoch aus. Somit wird deutlich, dass die ermittelten hohen Randzonenporositäten nicht allein auf einen mangelnden Hydratationsgrad zurückzuführen sind, sondern zu großen Teilen aus einer w/z-Wert Erhöhung im Randbereich entstehen. Bild 6.26 zeigt, dass gerade für die Untersuchungstiefen bis 700  $\mu\text{m}$  eine Korrelation zwischen dem bestimmten w/z-Wert und der ermittelten Kapillarporosität besteht. Kapillarporositäten größer 25 % sind demnach hauptsächlich auf eine w/z-Wert Erhöhung zurückzuführen. Beachtet werden muss jedoch auch der Einfluss der Texturierung mittels Besenstrich. Aus den Mikroskopaufnahmen geht hervor, dass durch den Besenstrich eine Auflockerung des Gefüges verursacht wird. Diese Auflockerung war durch dünne, schollenartige Bruchstücke in der Randzone deutlich erkennbar. Die angewandte Methode zur Bestimmung des w/z-Wertes kann jedoch nicht zwischen Poren aus Anmachwasser und Poren aus Auflockerungseffekten unterscheiden. Es ist deshalb sehr wahrscheinlich, dass der bestimmte w/z-Wert in den oberflächennahen Analysetiefen auch auf die Texturierung zurückzuführen ist. Die Feststellung, dass die w/z-Wert Erhöhung im Labor am höchsten ausfällt und bei sehr warmer Witterung am geringsten ist, zeigt aber, dass die Texturierung nicht allein für die festgestellte w/z-Wert Erhöhung verantwortlich sein kann. Durch hohe Verdunstungsbedingungen wird abgestoßenes Anmachwasser sofort verdunsten, ohne zu einer Erhöhung des Wassergehaltes in der Randzone zu sorgen. Ferner kann durch plastisches Schwinden der Randzone der w/z-Wert sogar verringert werden.

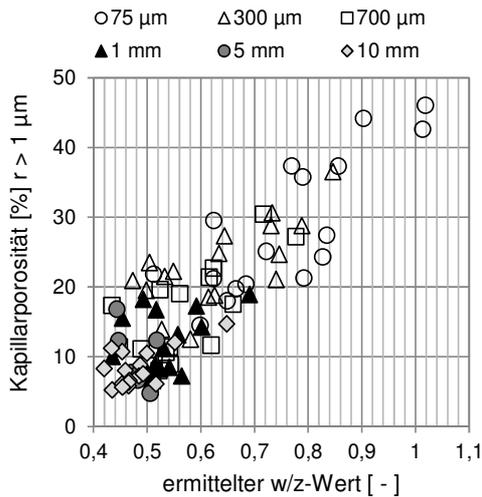


Bild 6.26: Zusammenhang zwischen den für verschiedene Analysetiefen ermitteltem w/z-Wert und der bestimmten Kapillarporosität mit  $r > 1 \mu\text{m}$ .

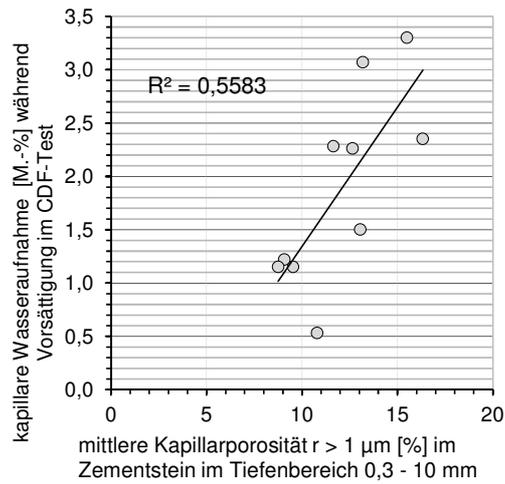


Bild 6.27: Zusammenhang zwischen bestimmter Kapillarporosität (0,3 – 10 mm) und aufgenommener Prüfflüssigkeit während der Vorsättigung im CDF-Test.

Hinsichtlich der Wirksamkeiten der verschiedenen angewendeten Nachbehandlungsarten zeigt sich sehr deutlich der positive Effekt einer Feuchtnachbehandlung. Diese führt durchweg zu den geringen Zementsteinporositäten. Die Wirkung der flüssigen Nachbehandlungsmittel ist sehr stark von der richtigen Applikation abhängig. Werden die Mittel zu früh, d.h. auf einen Beton, der noch Wasser abstößt bzw. auf einen Beton mit einem sichtbaren Wasserfilm appliziert, tritt überhaupt keine positive Wirkung ein. Es kommt nur zu einer stark porösen Betonrandzone. Diese hohe Anfangsporosität ist sehr wahrscheinlich auf ein Unterbinden von plastischen Schwindprozessen (durch das mit dem NBM aufgebrachte Dispersionswasser) und eine später hinzukommende frühe Unterbrechung der Zementhydratation zurückzuführen. Werden die NBM aber auf eine nicht mehr ganz junge Betonoberfläche ohne sichtbaren Wasserfilm aufgesprüht, ergibt sich zwar auch eine leicht erhöhte Anfangsporosität, aber bereits in einer Tiefe von 300 – 700  $\mu\text{m}$  wird die Gefügequalität einer feucht nachbehandelten Probe erreicht. Eine schematische Darstellung des Einflusses der Nachbehandlung auf die Zementsteinporosität in der Betonrandzone zeigt Bild 6.28. Dort ist der starke Einfluss des Auftragszeitpunktes auf die Wirksamkeit von flüssigen Nachbehandlungsmitteln vereinfacht dargestellt.

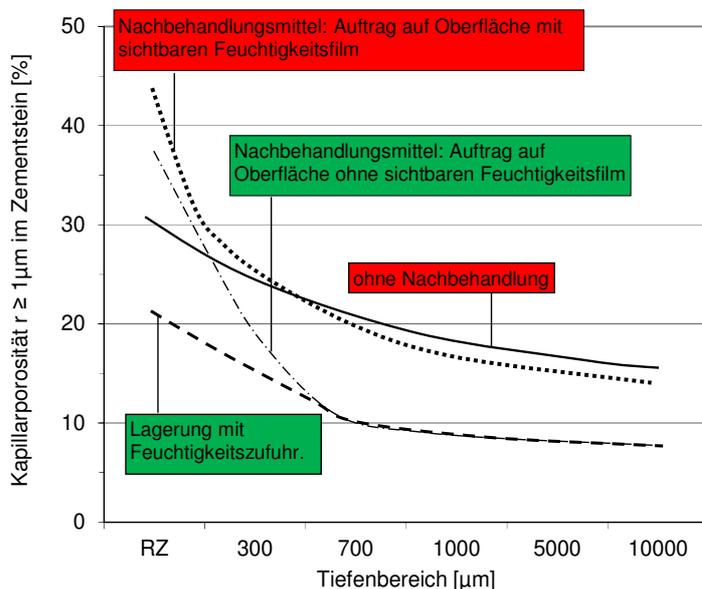


Bild 6.28: Schematische Darstellung des Einflusses der Nachbehandlung auf die Zementsteinporosität in der Betonrandzone.

Will man die ermittelten Porositäten unter dem Aspekt der Dauerhaftigkeit sehen, so stellt sich die Frage, ob eine Korrelation zwischen kapillarer Wasseraufnahme und den festgestellten Abwitterungsmengen besteht. Bild 6.27 zeigt dazu eine Darstellung von Untersuchungen, bei denen sowohl die kapillare Wasseraufnahme, als auch die Porosität mittels digitaler Bildanalyse bestimmt wurden. Dabei lässt sich eindeutig der Trend ablesen, dass mit zunehmender Randzonenporosität auch größere Mengen an Prüflüssigkeit während des kapillaren Saugens aufgenommen werden. Ein Zusammenhang zwischen der bestimmten Porosität und der durch Frostsaugen aufgenommenen Menge an Prüflüssigkeit besteht dagegen nicht. Eine stärkere Korrelation ergibt sich, wenn man die Carbonatisierungstiefen betrachtet (Bild 6.29). Für diese Darstellung wurden die Proben mit NBM nicht betrachtet, da die Wachsfilm als CO<sub>2</sub>-Bremsen wirken und die gemessene Carbonatisierungstiefe nicht allein durch die oberflächennahe Porosität beeinflusst wird.

Eine Gegenüberstellung von ermittelter Porosität und Abwitterung im CDF-Test zeigt dagegen gar keine Korrelation (Bild 6.30). Dies lässt nur den Rückschluss zu, dass der bestimmte Kapillarporenanteil mit Radien > 0,5 – 1 µm nicht, oder zumindest nicht für sich allein ausschlaggebend für den Frost-Tausalz-Widerstand ist. Auffällig ist zudem, dass auch zwischen dem ermittelten w/z-Wert (in einer dünnen Randzonenschicht) und der Abwitterung keine Korrelation besteht. Eine mögliche Erklärung für diese Beobachtung könnte sein, dass der Frost-Tausalz-Widerstand nicht allein durch das Gefüge der letztlich abwitternden Randzone, sondern vom Zusammenspiel zwischen Randzone und dem darunterliegenden Gefüge determiniert wird.

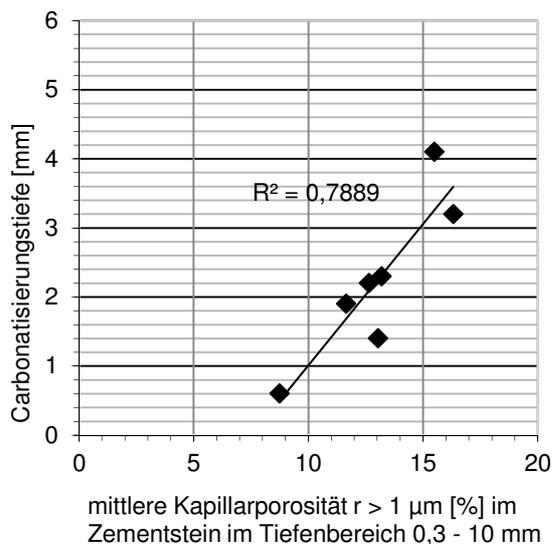


Bild 6.29: Zusammenhang zwischen bestimmter Kapillarporosität (0,3 – 10 mm) und Carbonatisierungstiefe nach 28 d.

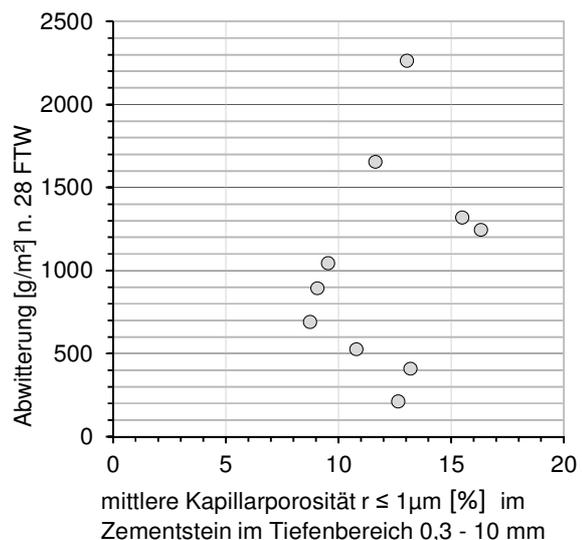


Bild 6.30: Zusammenhang zwischen bestimmter Kapillarporosität (0,3 – 10 mm) und Abwitterung nach 28 FTW im CDF-Test.

Näher betrachtet werden sollen noch die Ergebnisse der Hydratationsgradbestimmung. Untersuchungen zum Hydratationsgrad mittels digitaler Bildanalyse in [208, 204] aber auch in [207] zeigen, dass diese Methode durchaus verlässliche Werte ergibt. Es stellt sich deshalb die Frage, worin die zum Teil sehr überraschenden Ergebnisse begründet liegen. Dabei sind zum einen der Einfluss der Carbonatisierung und zum anderen der Einfluss des w/z-Wertes zu beachten. Bei höheren w/z-Werten weisen Portlandzemente i.d.R. eine größere Hydratationsgeschwindigkeit auf und können einen höheren Hydratationsgrad erreichen [9]. Dies könnte u.a. der Grund dafür sein, dass die Randzone trotz des Einflusses der Austrocknung zum Teil größere Hydratationsgrade aufweist. Besonders deutlich wird dieser Effekt für die mit feuchtem Sand nachbehandelten bzw. für die bei 100 % r.F. gelagerten Proben. Hier werden die höchsten Hydratationsgrade in der äußersten Randzone ermittelt.

Weiterhin muss beachtet werden, dass die hier untersuchten Proben gerade in der Randzone durch die Carbonatisierung beeinflusst werden. Die Umwandlung von  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  in  $\text{CaCO}_3$  (Calcit) ist mit einer Volumenzunahme von ca. 12 Vol.-% verbunden [211]. Dieses zusätzliche Volumen wird im vorliegenden Fall vollständig den Hydratationsprodukten zugeschlagen. Dies führt dazu, dass ein höherer Hydratationsgrad berechnet wird. Hierin liegt möglicherweise auch die Ursache, dass mit NBM nachbehandelte Proben in der Randzone niedrigere Hydratationsgrade aufweisen, da hier aufgrund der Paraffinschicht keine oder nur eine sehr geringe Carbonatisierung auftritt.

Eine belastbare und tiefergehende Diskussion der Ergebnisse zum Hydratationsgrad ist mit den hier bestimmten Kenngrößen nicht möglich und muss deshalb zukünftigen Arbeiten vorbehalten bleiben. Es kann jedoch festgehalten werden, dass nicht nachbehandelte Proben in einer Tiefe zwischen 0,3 bis 1 mm im Vergleich zu feucht nachbehandelten Proben (in 10 mm Tiefe) einen 16 – 39 % geringeren Hydratationsgrad aufweisen. Somit bestätigen die Untersuchungen, dass ohne Nachbehandlung eine Beeinträchtigung der Hydratation in der Randzone auftritt.

## 7 RECHNERISCHE BETRACHTUNGEN

### 7.1 Allgemeines

Die vorherigen Kapitel der Arbeit haben gezeigt, dass die Einflussfaktoren auf die Austrocknung von jungem, noch in der Gefügeentwicklung befindlichem Beton, sehr komplex sind. Auch für die Frost-Tausalzbeständigkeit als eine Eigenschaft, die durch die Austrocknung stark beeinflusst wird, sind die Einflüsse sehr vielseitig. Der zunächst naheliegende Rückschluss, dass eine hohe Gesamtwasserabgabe eine starke Austrocknung des Betons anzeigt und dies immer zu einem geringen Frost-Tausalz-Widerstand führen muss, ist nicht gegeben. Die Ergebnisse in dieser Arbeit legen den Schluss nahe, dass der Frost-Tausalz-Widerstand hauptsächlich durch die Qualität einer dünnen Randzonenschicht determiniert wird, deren Qualität und Dicke aber nicht mit der Gesamtwasserabgabe korreliert. Es gibt aber auch Hinweise, dass ein direktes Zusammenspiel zwischen dem Gefüge der Randzone und des darunter befindlichen Gefüges vorliegt und hier weitere Einflüsse auf den Frost-Tausalz-Widerstand begründet sind. Eine Untersuchung des Randzonengefüges mittels digitaler Bildanalyse zeigt, dass je nach Umgebungsbedingungen und Nachbehandlungsart die minderfeste Randzone zwischen 700  $\mu\text{m}$  bis mind. 10 mm stark ist. Es ist anzunehmen, dass die Lagerungstemperatur, die Trocknungsbedingungen, die Feuchteleitfähigkeit des Betons und die Hydratationsgeschwindigkeit des verwendeten Zementes maßgeblich die Austrocknung des Betons in der Randzone beeinflussen. Diese Einflüsse messtechnisch zu erfassen, ist schwierig bzw. gar nicht möglich. So haben beispielsweise die Untersuchungen mittels digitaler Bildanalyse zwar wichtige Erkenntnisse zum Aufbau der Randzone geliefert - eine Korrelation mit den ermittelten Abwitterungsmengen war aber nicht möglich. Es muss davon ausgegangen werden, dass der mittels digitaler Bildanalyse ermittelte Porengrößenbereich zwar für Transportprozesse relevant ist, der Frost-Tausalz-Widerstand wird aber offensichtlich durch das deutlich feinere Porengefüge determiniert. Um weitere Grundlagen zu diesen Zusammenhängen zu liefern, sind reine Laborversuche aufgrund des hohen Aufwandes und der messtechnischen Schwierigkeiten hinsichtlich der Ortsauflösung nicht ausreichend. Es sind daher grundlegende theoretische Betrachtungen notwendig, mit denen zumindest Teilprozesse durch mathematische Modellierungen erfasst werden können.

In der Literatur sind bereits einige Ansätze vorhanden, die sich mit der mathematischen Erfassung der Zusammenhänge zwischen Austrocknung und Gefügeentwicklung beschäftigen [212, 213, 214, 215, 36, 216, 217]. Häufig liegen den gewählten Ansätzen aber starke Vereinfachungen zu Grunde, die vor allem auf die Schwierigkeiten bei der Formulierung zeitabhängiger Stoffkennwerte zurückzuführen sind. Eine Arbeit aus dem deutschsprachigen Raum zu diesem Thema ist die Dissertation von Adam aus dem Jahr 2009. Adam konnte mit seinem Modell zwar einige Stoffparameter in Abhängigkeit des Hydratationsalters bereitstellen, die feuchtetechnischen Berechnungen mussten aber parallel mit dem Programm WUFI durchgeführt werden. Das dadurch notwendige alternierende Verwenden von zwei unabhängigen Programmteilen machte seine Berechnungen sehr aufwendig.

In diesem Kapitel sollen deshalb die notwendigen Teilprozesse möglichst einfach erfasst und Möglichkeiten zur Bereitstellung wichtiger Stoffparameter betrachtet werden. Auch wenn erste numerische Berechnungen unter gleichzeitiger Berücksichtigung der Gefügeentwicklung und Austrocknung vorgestellt werden, ist das Hauptziel Ansätze zu erproben, mit denen relevante Stoffkennwerte für numerische Betrachtungen bestimmt oder abgeschätzt werden können. Durch erste numerische Berechnungen soll weiterhin ein Beitrag geleistet werden, die komplexen Einflüsse während der Erhärtung und Austrocknung des Betons besser zu verstehen können.

In diesem Zusammenhang werden Untersuchungen zur Dampfdurchlässigkeit von Wachsfilmern bei Verwendung von paraffinhaltigen Nachbehandlungsmitteln durchgeführt. Dies ist wichtig, um die Wirkung des Nachbehandlungsmittelfilms auch in dem Zeitraum bewerten zu können, in dem die Wasserabgabemengen des nachbehandelten Betons im Vergleich zur Streuung für eine Bewertung zu gering sind. Ergänzend wird der Dampfdiffusionswiderstand von Mörteln zu verschiedenen Hydratationsaltern betrachtet und es werden Ansätze überprüft, mit denen die für numerische Betrachtungen wichtigen Kennfunktionen der Feuchteleitfähigkeit und der Feuchtespeicherfunktion und ihre Abhängigkeit vom Hydratationsalter bereitgestellt werden können.

## 7.2 Modellbeschreibung

### 7.2.1 Teilprozesse

Wie bereits weiter oben erwähnt, soll versucht werden, durch eine rechnerische Erfassung wichtiger Teilprozesse das Zusammenspiel zwischen Gefügeentwicklung und Nachbehandlung besser zu verstehen. Grundlage dafür ist eine Modellbildung in der die relevanten Prozesse einerseits realitätsnah erfasst und andererseits - soweit wie möglich - vereinfacht werden, damit eine mathematische Behandlung überhaupt gelingen kann. Bild 7.1 zeigt ein Modell, in dem wichtige Teilprozesse der Gefügeentwicklung im Beton erfasst werden. Zentraler Punkt ist der Wassergehalt im Gefüge, da dieser maßgeblichen Einfluss auf die Hydratation des Zementes nimmt (vgl. Abschnitt 2.1.2). Der Wassergehalt an einer bestimmten Stelle im Beton wird durch drei Prozesse beeinflusst. Einmal gibt der Beton durch Verdunstung Wasser an seine Umgebung ab – d.h. der Wassergehalt wird verringert. Diese Menge ist von den Verdunstungsbedingungen, d.h. der Witterung und dem Feuchtezustand der Betonoberfläche abhängig (vgl. Abschnitt 3.4.1). Auch die Hydratation des Zementes bindet Wasser chemisch in den neuen Reaktionsprodukten und physikalisch an der Oberfläche der C-S-H Phasen. Wie viel und wie schnell Wasser auf diesem Weg gebunden wird, hängt von der Hydratationsgeschwindigkeit ab. Wichtig ist, dass weder das chemisch noch das physikalisch gebundene Wasser für die weitere Hydratation verfügbar sind. Wasser kann aber aus Bereichen höherer Feuchte nachgeliefert werden. Das Ausmaß dieses Transportes, wird durch die Feuchteleitfähigkeit, d.h. dem Diffusions- und Kapillartransport und dem Wassergehalt selbst beeinflusst. Diese drei Prozesse bestimmen, wie groß der „freie – der Hydratation zur Verfügung stehende“ Wassergehalt im Beton ist. Ein bestimmter Wassergehalt ist über die Sorptionsisotherme<sup>39</sup> des Betons mit einer relativen Luftfeuchtigkeit im Porengefüge verbunden. Je höher der Wassergehalt, desto größer die relative Luftfeuchtigkeit (vgl. 7.2.4).

Die Hydratation des Zementes kann nur bei Luftfechtigkeiten zwischen 80 – 100 % erfolgen, wobei relative Luftfechtigkeiten unter 100 % bereits mit einer reduzierten Hydratationsgeschwindigkeit einhergehen. Die Hydratation und die damit einhergehende Gefügeverdichtung nehmen wiederum direkten Einfluss auf die Feuchteleitfähigkeit und die Feuchtespeicherfunktion. Es findet so lange eine Hydratation statt, wie ein Wassergehalt im Beton vorliegt, der in Verbindung mit der Sorptionsisotherme zu einer relativen Luftfeuchtigkeit von über 80 % führt. Sinkt der Wassergehalt unter diese Grenze, kommt die Hydratation nahezu zum Erliegen.

---

<sup>39</sup> Oder auch Feuchtespeicherfunktion

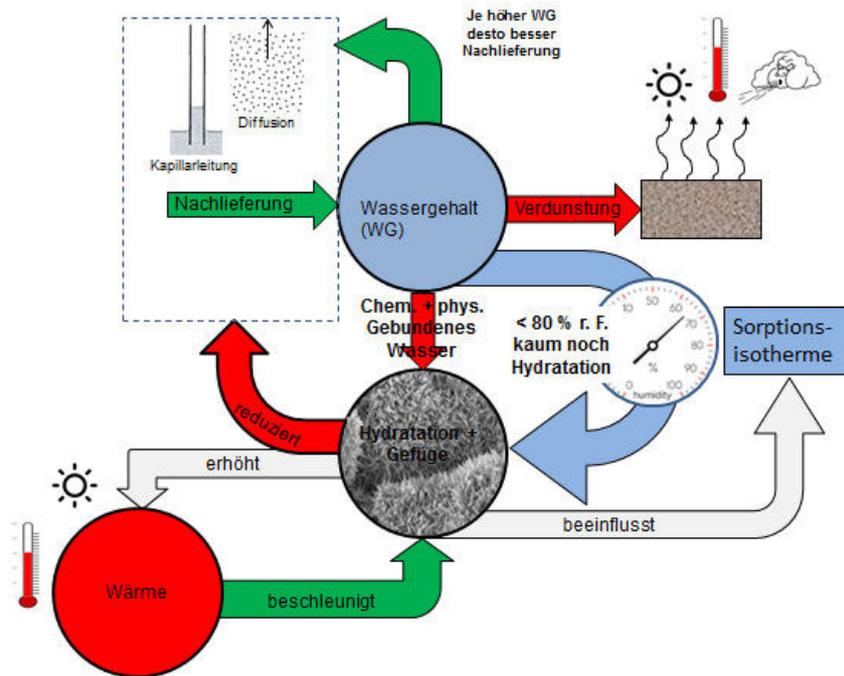


Bild 7.1: Zusammenspiel zwischen Wasser- und Wärmehaushalt und der Gefügeentwicklung von Beton oder Mörtel (Witterungseinfluss ohne Niederschläge).

Der ebenfalls erwähnte Wärmehaushalt nimmt in gewissem Maß Einfluss auf den Feuchtigkeitstransport, weil der Dampfdruck als treibende Kraft für die Diffusion von der Temperatur abhängt. Weiterhin wirkt er auch auf die Hydratation des Zementes bzw. wird durch die entstehende Hydratationswärme selbst beeinflusst. Ein Wärmeaustausch findet auch mit der Umgebung statt (Wärmeübergang, Verdunstungswärme).

Anhand der vorherigen Beschreibung der Teilprozesse wird deutlich, dass bei einer rechnerischen Erfassung die bestehende Kopplung zwischen Wärmetransport, Feuchtetransport und der Hydratation berücksichtigt werden muss. Dafür gilt es Ansätze für die jeweiligen Mechanismen zu finden und die entsprechenden Parameter bereitzustellen. Von besonderem Interesse ist dabei die Frage, wie die Auswirkungen der Hydratation bzw. Gefügeentwicklung auf Transport- bzw. Feuchtespeicherkenngößen erfasst werden können. Die dazu notwendigen Überlegungen werden im Folgenden kurz dargestellt.

Einige der folgenden Betrachtungen wurden bereits oft im Zusammenhang mit dem gekoppelten Wärme- und Feuchtetransport in Baustoffen geführt. Grunewald [218] erklärt sehr anschaulich den Stand des Wissens bezüglich der Simulation des gekoppelten Wärme- und Feuchtetransportes: „Die Schwierigkeiten bei der experimentellen Bestimmung der Parameter nehmen aber i.a. mit der Komplexität der Modelle zu, so dass einige Modelle aufgrund ihrer Einfachheit nur eingeschränkte Gültigkeit besitzen, andere hingegen unbestimmbare Parameter enthalten. Ein Optimum scheint in dieser Hinsicht noch nicht gefunden worden zu sein.“ Dies gilt für die nachfolgenden Betrachtungen ganz analog. Insbesondere die simultane Berücksichtigung der Einflüsse aus der Gefügeentwicklung erfordern Vereinfachungen, damit eine Umsetzung mit vertretbarem Aufwand möglich ist. Dies führt dazu, dass die nachfolgenden ergänzenden Betrachtungen bislang nicht dazu dienen können, spezielle Ergebnisse aus dem experimentellen Programm dieser Arbeit eins zu eins nachzurechnen.

## 7.2.2 Kapillarer Feuchtetransport nach Krischer

Im Gefüge eines ungesättigten, porösen Stoffes wird das Wasser in den Kapillaren gemäß des Gesetzes von Hagen-Poiseuille transportiert. Die dafür erforderliche Druckdifferenz entsteht aufgrund des ungesättigten Zustandes durch Meniskenbildung in den Kapillaren. Eine

rechnerische Erfassung des Wassertransports in realen Stoffen über die Transportgleichung nach Hagen-Poiseuille scheitert daran, dass weder der Transportkoeffizient  $k_p$  noch der kapillare Unterdruck für ein reales Porensystem erfassbar sind. Krischer [48] hat deshalb bereits in der Mitte des vergangenen Jahrhunderts einen Ansatz gewählt, der den Kapillarttransport mithilfe von Wassergehaltsgradienten beschreibt. Aufgrund der Analogie zur rechnerischen Erfassung von Diffusionsvorgängen, bei der Konzentrationsunterschiede bzw. Partialdruckgefälle die treibenden Kräfte sind, wird dieser Ansatz als Diffusionsansatz des kapillaren Wassertransportes bezeichnet. Der Flüssigkeitsmassenstrom in einem porösen, teilgesättigtem Körper ergibt sich nach Krischer zu:

$$\dot{m}_l = \kappa(X) \cdot \frac{\partial X}{\partial z} \quad \text{Gl. 7.1}$$

mit:

$\kappa(X)$	-	Feuchteleitkoeffizient in Abhängigkeit des Feuchtegehalts	[m <sup>2</sup> /h]
$\frac{\partial X}{\partial z}$	-	Feuchtegehaltsgradient (Feuchtegehalt in kg je m <sup>3</sup> Gesamtvolumen)	[kg/(m <sup>3</sup> ·m)]
$\dot{m}_l$	-	Massenstrom	[kg/h·m <sup>2</sup> ]

Um diese Differentialgleichung lösen zu können, benötigt man den Feuchteleitkoeffizient  $\kappa$ , der experimentell bestimmt werden muss. Der Feuchteleitkoeffizient  $\kappa$  ist dabei keine Materialkonstante, sondern in hohem Maße vom Feuchtegehalt abhängig. Die Abhängigkeit ergibt sich aus der Tatsache, dass die Anzahl der Kapillaren, die am Transport teilnehmen können, eindeutig vom Wassergehalt abhängt. Neben der Feuchteabhängigkeit führt auch die Hydratation bzw. Gefügeentwicklung zu einer Abnahme der Feuchteleitfähigkeit. Die Wirkung der Gravitation kann beim Kapillarttransport in Baustoffen vernachlässigt werden [219, 42]. Möglichkeiten zur Bereitstellung des Feuchteleitkoeffizienten und seiner Abhängigkeit vom Wassergehalt und der Hydratation werden in Abschnitt 7.5 diskutiert.

### 7.2.3 Feuchtetransport durch Diffusion

Im Bauwesen wird die Diffusion von Wassermolekülen in porösen Stoffen analog der Wasserdampfdiffusion in Luft behandelt. Bei der Diffusion in Luft führt ein örtlicher Wasserdampfpartialdruckgradient dazu, dass Wassermoleküle in der Luft vom Ort mit dem höheren Dampfteildruck zum Ort mit dem niedrigeren Dampfteildruck diffundieren. Die Größe des Massenstroms ist vom Diffusionskoeffizienten des Wasserdampfes in der Luft und von der Partialdruckdifferenz abhängig (Gl. 7.2). Wasserdampfdiffusionsleitkoeffizient in Luft kann unter dem Ansatz für den Diffusionskoeffizienten nach Schirmer (Gl. 7.3 und Gl. 7.4) berechnet werden. Der Wasserdampfpartialdruck ist von der Temperatur (bestimmt den Sättigungsdampfdruck) und der relativen Luftfeuchtigkeit abhängig (Gl. 7.5).

$$\dot{m}_g = -\delta_a \cdot \frac{\partial p_D}{\partial z} \quad \text{Gl. 7.2}$$

mit:

$\delta_a$	-	Wasserdampfdiffusionsleitkoeffizient in Luft	[kg/(m·s·Pa)]
$\frac{\partial p_D}{\partial z}$	-	Wasserdampfpartialdruckgradient	[Pa]
$\dot{m}_g$	-	Massenstrom	[kg/s·m <sup>2</sup> ]

$$D = 2,3 \cdot 10^{-5} \cdot \frac{p_0}{p} \cdot \left( \frac{T}{273} \right)^{1,81} \quad \text{Gl. 7.3}$$

$$\delta_a = \frac{D}{R_D T} \quad \text{Gl. 7.4}$$

mit:

D		Diffusionskoeffizient von Wasserdampf in Luft	$\left[ \frac{m^2}{s} \right]$
$\delta_a$		Wasserdampfdiffusionsleitkoeffizient in Luft	$\left[ \frac{kg}{m \cdot s \cdot Pa} \right]$
T <sub>0</sub>	-	273	[K]
T	-	Temperatur	[K]
$\frac{p_0}{p}$	-	Verhältnis zwischen Normdruck (1013,25 Pa) und Luftdruck	[Pa]
R <sub>D</sub>	-	Spezielle Gaskonstante Wasserdampf	462 [J/(kg·K)]

$$p_D = \varphi \cdot p_{Sat} \quad \text{Gl. 7.5}$$

$$p_{Sat} = 6,107 \left( \frac{7,5 \cdot T_L}{237 + T_L} \right) \quad \text{Gl. 7.6}$$

mit:

p <sub>D</sub>	-	Dampfteildruck	[N/m <sup>2</sup> ]
φ	-	Relative Luftfeuchtigkeit	[-]
p <sub>Sat</sub>	-	Sättigungsdampfdruck	[N/m <sup>2</sup> ]
T <sub>L</sub>	-	Lufttemperatur	[K]

In porösen Festkörpern treten neben der reinen Dampfdiffusion im Gasraum weitere Transportprozesse auf (Effusion, Oberflächendiffusion), die jedoch letztlich alle über die Einführung der Diffusionswiderstandszahl  $\mu$  berücksichtigt werden. Dies ist möglich, da die Diffusionswiderstandszahl experimentell bestimmt wird und damit die verschiedenen Transportmechanismen integral erfasst werden. Die Wasserdampfdiffusionswiderstandszahl  $\mu$  gibt dabei an, um wie viel Mal das betreffende Material gegenüber Wasserdampf dichter ist als eine gleich dicke, ruhende Luftschicht. Der Diffusionsstrom in porösen Feststoffen berechnet sich dann gemäß Gl. 7.5. Die Diffusionswiderstandszahl  $\mu$  ergibt sich aus Gl. 7.34 bzw. Abschnitt 7.3.2.

$$\dot{m}_{Diff} = \frac{\delta_a}{\mu} \cdot \frac{\partial p_D}{\partial z} \quad \text{Gl. 7.7}$$

mit:

$\mu$  - Wasserdampfdiffusionswiderstandszahl [-]

Weitere Formelzeichen siehe oben Gl. 7.2 bis Gl. 7.6.

Für eine Berücksichtigung des Diffusionstransportes noch während der Hydratation muss eine Zunahme der Wasserdampfdiffusionswiderstandszahl beachtet werden. Diese Zunahme ist auf eine Verringerung der Porosität und die Zunahme der Tortuosität (Umwege) zurückzuführen.

#### 7.2.4 Feuchtespeicherung

In einem zementgebundenen Baustoff erfolgt die Speicherung der verdampfbaren Feuchtigkeit über verschiedene Effekte. Dabei besteht ein enger Zusammenhang zwischen dem Feuchtigkeitsgehalt und der relativen Luftfeuchtigkeit<sup>40</sup>, die im Porengefüge herrscht. Zur Erläuterung wird die Feuchtespeicherung zementgebundener Baustoffe beispielhaft beschrieben. Man betrachtet dazu einen vollständig trockenen Baustoff, der anschließend so lange unter konstanten Bedingungen lagert, bis Baustoff und Umgebung im Gleichgewicht liegen. Lagert ein solcher Baustoff bei 22 % r. F., werden Wassermoleküle zunächst in Form einer monomolekularen Schicht an der inneren Oberfläche angelagert. Steigt die relative Luftfeuchtigkeit der Umgebung weiter an, wird die Adsorbatschicht dicker, d.h. es werden mehrere Molekülschichten angelagert. Je höher die innere Oberfläche, desto mehr Feuchtigkeit wird auf diese Weise gespeichert. Ab einer relativen Luftfeuchtigkeit von ca. 50 % beginnen sich gegenüberliegende Sorbatschichten in sehr feinen Poren gegenseitig zu beeinflussen – es kommt zur Kondensation in diesen Poren, obwohl der Sättigungsdampfdruck unter makroskopischen Gesichtspunkten noch nicht erreicht wurde [185]. Diesen Vorgang nennt man Kapillarkondensation. Er setzt sich mit steigender relativer Luftfeuchtigkeit theoretisch zu immer größeren Porenradien fort. Da die Bestimmung der relativen Luftfeuchtigkeit ab 95 % messtechnisch gesehen schwierig ist, kann die Kapillarkondensation im Bereich 95 – 100 % r.F. nur sehr ungenau erfasst werden<sup>41</sup>. Andererseits nähert man sich immer mehr dem makroskopischen Kondensationsverhalten, da in gröberen Poren der Einfluss des konkaven Meniskus auf den Dampfdruck nur noch sehr gering ist. Man bezeichnet deshalb die Feuchtespeicherung im Bereich zwischen 0 – 95 % r.F. als adsorptive Speicherung bzw. hygroscopischen Bereich und den Bereich zwischen 95 – 100 % r.F. als freie Sättigung bzw. überhygroscopischen Bereich. Wenn ein Körper eine sehr lange Zeit bei konstant 100 % r.F. gelagert wird, könnten sich theoretisch alle Poren mit Wasser füllen. Praktisch gesehen ist eine vollständige Füllung aber nur bei außen anstehendem flüssigen Wasser zu erwarten, so dass der Feuchtigkeitsgehalt nach Lagerung bei 100 % r. F. geringer ist, als jener, der bei einer Lagerung im Wasser erreicht wird. Die eben beschriebenen Zusammenhänge werden durch die Feuchtespeicherfunktion (Bild 7.2) beschrieben. Die Feuchtespeicherfunktion stellt also den Zusammenhang zwischen dem Feuchtigkeitsgehalt in kg/m<sup>3</sup> und der relativen Luftfeuchtigkeit in einem Material dar. Auf Hystereseffekte zwischen Adsorption und Desorption, sowie auf irreparable Veränderungen nach der ersten Desorption wird in dieser Arbeit nicht eingegangen. Der aktuelle Wissenstand dazu kann [185, 221, 222] entnommen werden.

<sup>40</sup> Im Folgenden wird der Begriff relative Porenluftfeuchte gleichbedeutend verwendet.

<sup>41</sup> Die höchste r. F. für die noch exakte Zusammenhänge möglich sind, wird in der Literatur mit 95 % angegeben [219, 220].

Da sich aufgrund der Gefügeentwicklung das Porengefüge von jungem Mörtel oder Beton stetig verfeinert, unterliegt auch das Feuchtespeicherverhalten einer fortlaufenden Änderung. Frischer Mörtel und Beton können aufgrund der geringen spezifischen Oberfläche nur kleine Wassermengen durch Adsorption binden, haben aber einen sehr großen überhygroskopischen Wassergehalt. Durch die Hydratation kehrt sich dieses Verhältnis im Laufe der Erhärtung um. Bei einer Verwendung der Feuchtespeicherfunktion nach Bild 7.2 würde sich für sehr jungen Beton im Bereich zwischen 90 und 100 % relativer Luftfeuchtigkeit ein sehr steiler Verlauf ergeben, da Wasser in diesem Stadium fast nur überhygroskopisch gebunden ist. Nach dieser Vorgehensweise würde auch ein geringer Wasserverlust rechnerisch sofort eine starke Absenkung der inneren relativen Luftfeuchtigkeit ergeben. Die Ergebnisse in dieser Arbeit deuten aber darauf hin, dass sich innerhalb der anfänglichen Austrocknung die relative Luftfeuchtigkeit kaum ändert. Die Ursache dafür ist, dass zu Beginn der Austrocknung ausschließlich die größten Poren entleert werden. Der dabei entstehende kapillare Unterdruck ist verhältnismäßig gering (deutlich unter 100 kPa). Entsprechend der Kelvin-Laplace Gleichung korrespondiert ein Kapillardruck bis 100 kPa mit einer relativen Porenluftfeuchte von ca. 100 %. Dies bestätigt, dass während der frühen Austrocknung die relative Porenluftfeuchte nicht deutlich unter 100 % fallen kann, da im jungen Alter die Porenradienverteilung sehr viel gröber ist und noch gar nicht so feine Kapillaren entleert werden, die zu einer deutlichen Abnahme der relativen Porenluftfeuchte führen würden.

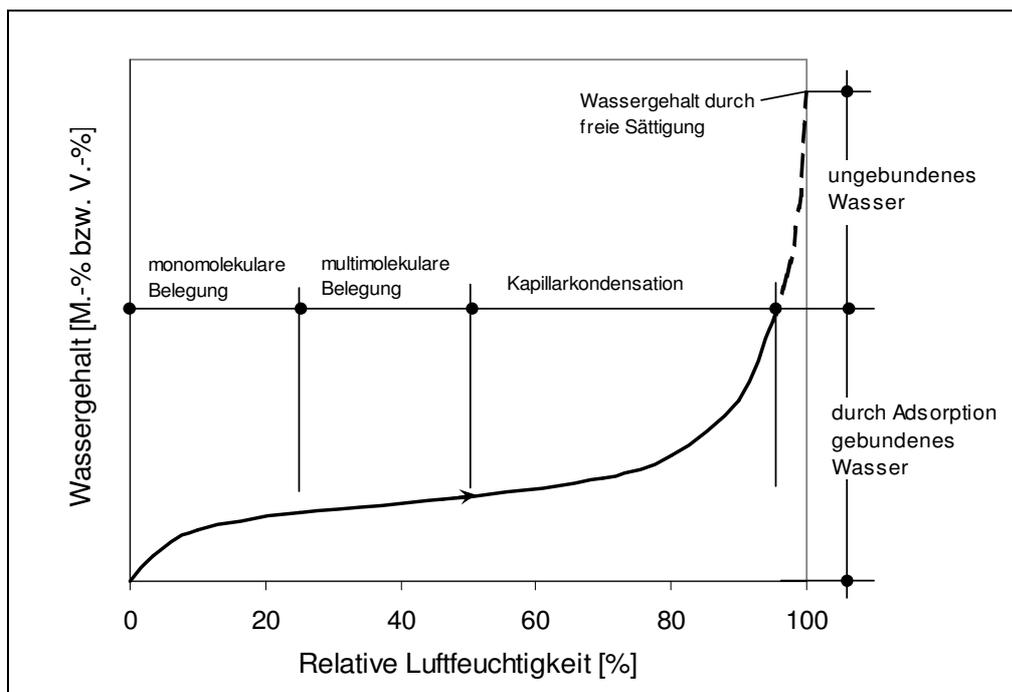


Bild 7.2: Schematische Darstellung der Sorptionsisotherme nach [Kießl 1983].

Durch Anwendung des allgemeinen Feuchtepotentials nach Kießl (Bild 7.3) wird diese Fehlinterpretation vermieden. Hier führt der erste Wasserverlust lediglich zu einem Abfall des Feuchtepotentials. Bis zum Wert 1,0 bleibt die relative innere Luftfeuchte aber bei 100 %. Erst darunter sind Feuchtepotential und relative innere Luftfeuchtigkeit gleich. Die Veränderung der relativen Luftfeuchtigkeit in jungem Mörtel oder Beton kann somit besser und realitätsnaher dargestellt werden. Aufgrund des hohen überhygroskopischen Anteils im jungen Alter, ist die Verwendung des allgemeinen Feuchtepotentials nach Kießl [223] der Verwendung einer Speicherfunktion vorzuziehen.

Die Ableitung des Feuchtepotentials nach Kießl ist in Bild 7.3 dargestellt. Der hygroskopische Anteil der Feuchtespeicherung entspricht genau dem Verlauf der Feuchtespeicherfunktion – die relative Feuchte ist gleich dem Potential. Im überhygroskopischen Bereich wird das

Potential allerdings aus der Porenradienverteilung ermittelt (Gl. 7.8). Eine wassergefüllte Pore mit dem Kapillarradius  $0,1 \mu\text{m}$  entspricht deshalb dem Potential  $1,0$ . Je größere Poren der Baustoff enthält, desto höher ist das Potential, das er darstellen kann. Der Bereich zwischen dem Potential  $0,95$  und  $1,0$  wird bei der Konstruktion der Feuchtepotentialkurve nach Kießl linear angeglichen.

$$KP = 1,7 + 0,1 \cdot \log(r)$$

Gl. 7.8

mit:

$r$  - Kapillarradius [m]

Überlegungen und Berechnungen zur Bereitstellung bzw. Abschätzung der Feuchtespeicherfunktion und des Feuchtepotentials nach Kießl erfolgen in Abschnitt 7.5.2.

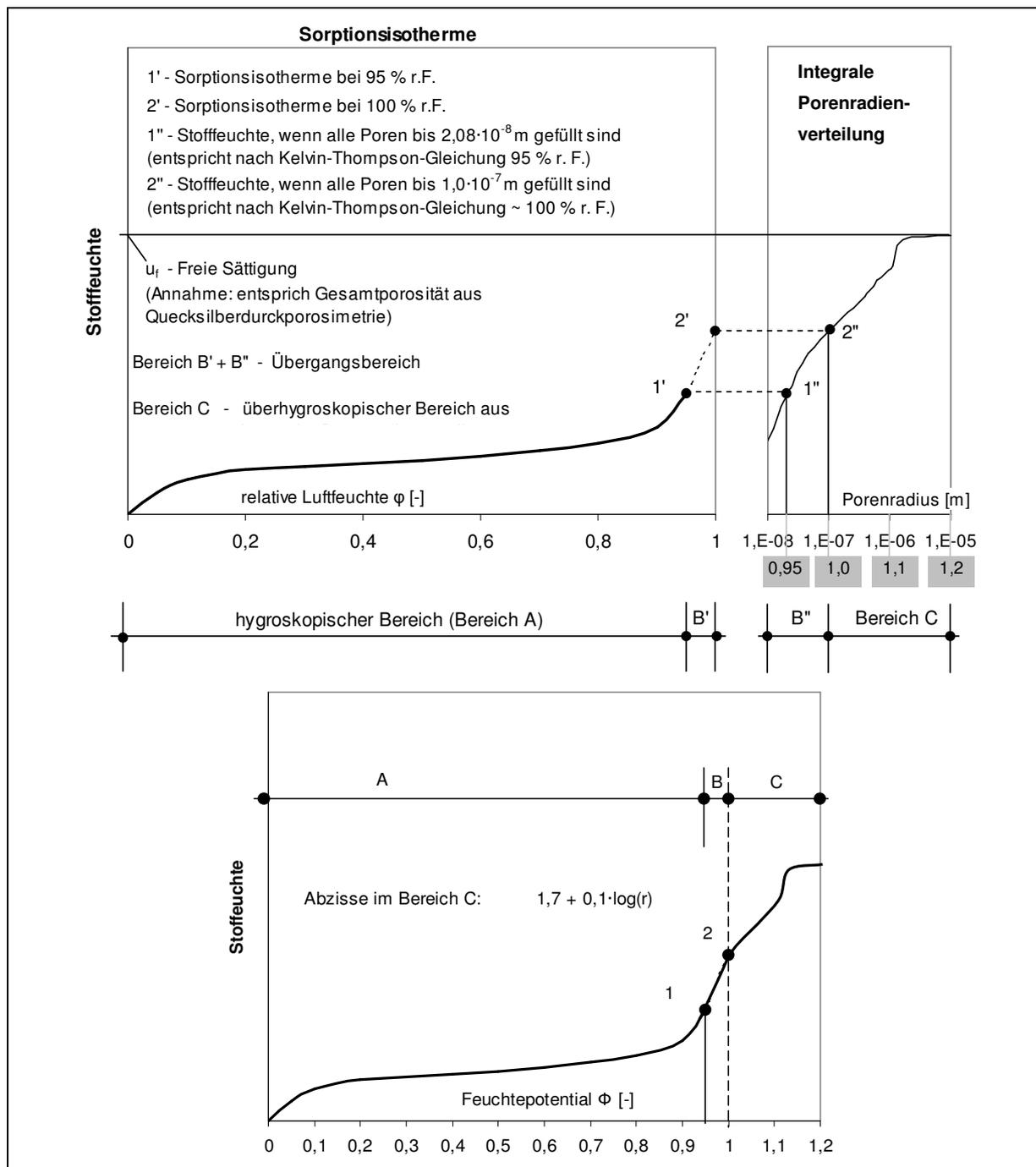


Bild 7.3: Herleitung des allgemeinen Feuchtepotentials nach [223].

### 7.2.5 Wasserdampfübergang

Im Falle der Verdunstung von Wasser handelt es sich um eine einseitige Diffusion, da zwar Wasserdampf aus dem Wasser in die Luft diffundieren kann, aber bei der gegensätzlichen Bewegung die Luft nicht durch das Wasser hindurch tritt. Das bedeutet, dass die zur Wasseroberfläche transportierte Luft konvektiv wieder zurücktransportiert wird. Diesen konvektiven Anteil, der die Verdunstung verstärkt, nennt man Stefan-Strom [48]. Nach [224] wirkt sich der Stefan-Strom aber erst bei 40 °C signifikant aus. In [225] gibt man als Grenztemperatur dagegen 30 °C an. Obwohl diese Temperaturen durchaus in der Realität bei der Betonage von Betonflächen auftreten können, sollen die Auswirkungen des Stefan-Stroms nicht berücksichtigt werden. Der Übergang der Feuchtigkeit von der Oberfläche eines porösen Festkörpers kann mit Gl. 7.9 berechnet werden [48]. Der Dampfdruck an der Oberfläche des Körpers ( $p_{Do}$ ) ergibt sich gemäß Gl. 7.5 und Gl. 7.6 mit dem entsprechend der Oberflächentemperatur zu erwartenden Wasserdampf-Sättigungsdruck und der relativen Luftfeuchtigkeit im Porengefüge an der Oberfläche. Bei einem gesättigten Probekörper beträgt die relative Luftfeuchtigkeit im Porengefüge 100 %, so dass an der Oberfläche der Sättigungsdampfdruck vorliegt. Der Dampfdruck der umgebenden Luft ergibt sich analog durch Ansatz der relativen Luftfeuchtigkeit der Luft und der Lufttemperatur.

$$\dot{m}_{Evap} = \frac{\beta}{R_D T_L} \cdot (p_{Do} - p_{DL}) \quad \text{Gl. 7.9}$$

mit:

$\dot{m}_{Evap}$	- Verdunstungsstrom an Oberfläche	[kg/(m <sup>2</sup> ·s)]
$\beta$	- Wasserdampfübergangskoeffizient	[m <sup>2</sup> /s]
$p_{Do}$	- Wasserdampfdruck an der Oberfläche des Körpers	[N/m <sup>2</sup> ]
$p_{DL}$	- Wasserdampfdruck der umgebenden Luft	[N/m <sup>2</sup> ]
$R_D$	- Spezielle Gaskonstante Wasserdampf (461,5)	[J/(kg·K)]
$T_L$	- Lufttemperatur	[K]

Von entscheidender Bedeutung für die Höhe des Verdunstungsstroms ist der Wasserdampfübergangskoeffizient  $\beta$ . Die meisten Autoren geben diesen Wasserdampfübergangskoeffizient in Abhängigkeit des Wärmeübergangskoeffizienten an [226, 227, 219, 228]. Für den Wärmeübergangskoeffizient greifen sie dann auf Literaturangaben zurück oder verwenden Ansätze, denen eine lineare Abhängigkeit von der Windgeschwindigkeit zugrunde liegt. Diese gelten i.d.R. hauptsächlich für größere Bauteile. Da Ergebnisse einer späteren Berechnung zumindest ansatzweise mit Ergebnissen aus Versuchen an Probekörpern verglichen werden sollen, wird der Wasserdampfübergangskoeffizient für einen Würfelprobekörper mit den Kantenlängen 150 mm entsprechend dem Vorschlag in [48] bestimmt. Dabei wird in Abhängigkeit der charakteristischen Länge und der dimensionslosen Nusseltzahl der Wasserdampfübergangskoeffizient berechnet. Der Einfluss des Windes erfolgt über die Nusseltzahl, da diese wiederum eine Funktion der vom Wind abhängigen Reynoldszahl und der Schmidtzahl ist. Bezüglich weiterer Details sei auf entsprechende Literatur zur Trocknungstechnik oder Stoff- und Wärmeübertragung verwiesen [48, 159]. Um die Berechnung des Wasserdampfübergangskoeffizienten im späteren Programm einfach zugänglich zu gestalten, wurden der Wasserdampfübergangskoeffizient für verschiedene Windgeschwindigkeiten berechnet und die Wertepaare anschließend durch eine Potenzfunktion approximiert (Gl. 7.10).

$$\beta = 8,44 \cdot 10^{-3} \cdot (v_{Wind})^{0,8} \quad \text{Gl. 7.10}$$

mit:

$\beta$	- Wasserdampfübergangskoeffizient	[m/s]
$v_{Wind}$	- Windgeschwindigkeit	[m/s]

Gerade bei geringeren Windgeschwindigkeiten ergibt sich im Vergleich zum Ansatz aus [226] ein deutlich höherer Wasserdampfübergangskoeffizient, wenn man die kleineren Abmessungen eines Würfels mit Kantenlänge 150 mm berücksichtigt.

Die Wirkung von Nachbehandlungsmitteln auf die Verdunstung kann aufgrund fehlender Kenntnisse bezüglich der zeitlichen Entwicklung der Sperrwirkung nur vereinfacht berücksichtigt werden. Ab dem Zeitpunkt, ab dem das Nachbehandlungsmittel verfilmt ist, wird die Sperrwirkung entsprechend der Wasserdampfdiffusionswiderstandszahl des Nachbehandlungsmittelfilms über einen neu zu berechnenden Wasserdampfübergangskoeffizienten berücksichtigt. Dazu werden Gl. 7.7 und Gl. 7.9 gleichgesetzt und nach dem Wasserdampfübergangskoeffizienten aufgelöst. Da die Sperrwirkung des NBM-Films gegenüber dem üblich wirkenden Wasserdampfübergangswiderstand um Zehnerpotenzen höher ist, können andere Effekte vernachlässigt werden.

$$\frac{\beta_{NBM}}{R_D T_L} \cdot (p_{Do} - p_{DL}) = \frac{\delta_a}{\mu} \cdot \frac{\partial p_D}{\partial z} \rightarrow \frac{\beta_{NBM}}{R_D T_L} \cdot (p_{Do} - p_{DL}) = \frac{\delta_a}{\mu} \cdot \frac{(p_{Do} - p_{DL})}{d_{NBM-Film}} \quad \text{Gl. 7.11}$$

$$\beta_{NBM} = \frac{\delta_a}{\mu} \cdot \frac{R_D T_L}{d_{NBM-Film}}$$

mit:

$\beta_{NBM}$	- Wasserdampfübergangskoeffizient aufgrund Sperrwirkung des NBM	[m/s]
$d_{NBM-Film}$	- Dicke des NBM-Films (vgl. Tabelle 7.5 und Bild 7.11)	[m]
$\delta_a$	- Wasserdampfleitkoeffizient gemäß Gl. 7.4	[kg/(msPa)]
$\mu$	- Wasserdampfdiffusionswiderstandszahl des NBM-Films	[-]

### 7.2.6 Wärmetransport

Die Wärmetransportgleichung für den eindimensionalen Fall gibt Gl. 7.12 an. Obwohl in [226] angegeben wird, dass die Wärmeleitfähigkeit des frischen bzw. jungen Betons innerhalb der ersten 7 Tage um bis zu 30 % abnehmen kann, wird in dieser Arbeit die mögliche Änderung der Wärmeleitfähigkeit durch die Erhärtung vernachlässigt. Es wird daher, wie in [229] empfohlen, mit einer konstanten Wärmeleitfähigkeit gerechnet. Die Wärmeleitfähigkeit des Betons wird mit 2,1 W/(m·K) [230] angenommen.

$$\frac{\partial T}{\partial t} \cdot \rho \cdot c_p = \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} \cdot \lambda + S(z, t_{\ddot{a}q}) \quad \text{Gl. 7.12}$$

mit:

$z$	- Wegkoordinate	[m]
$T$	- Temperatur	[K]
$\rho$	- Rohdichte hier: Beton 2400 kg/m <sup>3</sup>	[kg/m <sup>3</sup> ]
$c_p$	- spezifische Wärmekapazität	[Ws·(kg·K) <sup>-1</sup> ]
$\lambda$	- Wärmeleitfähigkeit	[W·(m·K) <sup>-1</sup> ]
$S(z, t_{\ddot{a}q})$	- Wärmequelle (Hydratationswärme)	[W/m <sup>3</sup> ]
$t_{\ddot{a}q}$	- Äquivalentes Alter gemäß Abschn. 7.2.9	[s]

Die Wärmekapazität des Betons wird mit  $1050 \text{ Ws} \cdot (\text{kg} \cdot \text{K})^{-1}$  angenommen [230]. Die Änderung der Wärmekapazität mit veränderlichem Wassergehalt wird nicht berücksichtigt [229]. Als Wärmequelle wirkt die Wärme aus der Hydratation des Zementes. Die zu erwartende Wärmemenge wird mithilfe der Differentialkalorimetrischen Analyse (DCA) abgeleitet. Die Wärmemengen wurden bis zu einem Alter von 72 h bei  $20 \text{ }^\circ\text{C}$  bestimmt. Da die tatsächlich pro Zeiteinheit freigesetzte Wärmemenge von der hydratisierten Zementmenge abhängig ist, wirken sich hydrationsbremsende oder hydrationsbeschleunigende Einflüsse entsprechend auf die augenblicklich freigesetzte Wärmemenge aus. Will man die in DCA-Untersuchungen ermittelten Wärmemengen für Berechnungen verwenden, empfiehlt es sich nicht das reale Alter, sondern das äquivalente Alter zu verwenden (siehe Abschnitt 7.2.9). Der Dampfenthalpiestrom, der infolge der Wasserdampfdiffusion im Gefüge entsteht, soll hier genauso wenig betrachtet werden wie die Sorptionsenthalpie. Wärmeverluste bzw. -gewinne im System aufgrund des Übergangs von Wasserdampf zwischen Betonoberfläche und der Umgebung werden aber berücksichtigt (vgl. Abschnitt 7.2.7).

### 7.2.7 Wärmeübergang

Analog der Verdunstung beim Feuchtetransport kommt es beim Wärmetransport an der Oberfläche zu einem Wärmeübergang an die Umgebung bzw. umgekehrt. In dieser Arbeit werden der Wärmeübergang durch Konvektion, Strahlung und die Verdunstungsenthalpie berücksichtigt. Die Wärmestromdichte, die durch Konvektion bzw. langwelligem Strahlungsaustausch mit der Umgebung auftritt, kann mit Gl. 7.13 berechnet werden. Der Wärmeübergangskoeffizient setzt sich aus einem konvektiven und einen langwelligen Strahlungsanteil zusammen. Letzterer wird für Betrachtungen von laborgelagerten Proben als konstant angenommen. Für Proben, die der Witterung ausgesetzt sind, erfolgt die Berücksichtigung des Strahlungsaustauschs differenzierter. Der Strahlungsanteil am Wärmeübergangskoeffizienten wird dann zu Null gesetzt. Der konvektive Übergangskoeffizient wird analog dem Wasserdampfübergangskoeffizient nach den Vorgaben in [48] für die Oberfläche eines Würfels mit der Kantenlänge 150 mm bestimmt. Dies erfolgte wie auch schon beim Wasserdampfübergang für verschiedene Windgeschwindigkeiten, um anschließend eine Approximation der Werte durch eine Potenzfunktion zu erreichen (Gl. 7.15).

$$q = \alpha \cdot (T_U - T_O) \quad \text{Gl. 7.13}$$

mit:

$q$	- Wärmestromdichte	[W/m <sup>2</sup> ]
$\alpha$	- Wärmeübergangskoeffizient	[m <sup>2</sup> /s]
$T_U$	- Lufttemperatur der Umgebung	[K]
$T_O$	- Temperatur der Oberfläche	[K]

$$\alpha = \alpha_K + \alpha_S \quad \text{Gl. 7.14}$$

mit:

$\alpha$	- Wärmeübergangskoeffizient	[W/(m <sup>2</sup> ·K)]
$\alpha_K$	- Wärmeübergangskoeffizient aus Konvektion	[W/(m <sup>2</sup> ·K)]
$\alpha_S$	- Wärmeübergangskoeffizient aus langwelliger Strahlung (nur bei Betrachtung laborgelagerter Proben) Annahme: Konstant $7,8 \text{ W}/(\text{m}^2\text{K})$ ,	[W/(m <sup>2</sup> ·K)]

$$\alpha_k = 19,95 \cdot (v_{Wind})^{0,702} \quad \text{Gl. 7.15}$$

mit:

$\alpha_K$	- Wärmeübergangskoeffizient aus Konvektion	[W/(m <sup>2</sup> ·K)]
$v_{Wind}$	- Windgeschwindigkeit	[m/s]

Damit der Berechnungsansatz auch unter praktischen Gegebenheiten (Sommer- bzw. Herbstbetonagen) die Einwirkungen ausreichend genau berücksichtigen kann, ist eine Berücksichtigung der Wärmestrahlung notwendig. Der Einfluss der Strahlung soll jedoch nur vereinfacht berücksichtigt werden, da es das Ziel ist, die prinzipielle Wirkung des solaren Wärmegewinns am Tag und die der thermischen Abstrahlung von der Betonoberfläche in der Nacht zu erfassen. Auf eine genaue Berechnung der jahres- und tageszeitlichen Änderungen des Strahlungshaushaltes aus geographischen Daten wird deshalb verzichtet. Vielmehr soll der Einfluss der Strahlung vereinfacht durch zwei Szenarien berücksichtigt werden. Ein Szenario stellt typische Strahlungswerte im Sommer dar und ein Szenario basiert auf typischen Strahlungswerten im Herbst bzw. Frühjahr. Die Szenarien wurden mittels gemessenen Stundenwerten der Globalstrahlung auf eine vertikale Fläche bei wolkenlosem Himmel abgeleitet. Die Messdaten stammen von der Wetterstation der Professur Bauklimatik der Bauhaus-Universität Weimar und wurden dankenswerter Weise für diese Arbeit zur Verfügung gestellt. Die Messung der Globalstrahlung erfolgte mit einem Sternpyranometer, welches sich auf dem Flachdach eines 10 m hohen Gebäudes in Weimar befindet. Die Messungen ergeben einen typischen Verlauf, der mit Gl. 7.16 und Gl. 7.17 abgeschätzt wird.

Für das sommerliche Szenario wurde angenommen, dass über 15 Stunden eine relevante Globalstrahlung auftritt. Die Bestrahlung beginnt 5:00 Uhr morgens und endet 20:00 Uhr abends. Die maximale Globalstrahlung in  $\text{W/m}^2$  kann frei gewählt werden. Für das herbstliche Szenario wurde angenommen, dass über 9 Stunden eine relevante Globalstrahlung auftritt. Die Bestrahlung beginnt 7:00 Uhr morgens und endet 16:00 Uhr abends. Die maximale Globalstrahlung kann auch hier frei gewählt werden. Die abgeschätzten Tagesverläufe für einen sommerlichen und herbstlichen Tag ohne Bewölkung sind in Bild 7.4 dargestellt und können mit den Messwerten der Wetterstation der Professur Bauklimatik verglichen werden. Bei den in Bild 7.4 dargestellten real gemessenen Globalstrahlungswerten handelt es sich um Stundenmittel zweier nahezu wolkenfreien Tage. Den Einfluss der Bewölkung kann in Gl. 7.16 und Gl. 7.17 durch den hinteren Term abgeschätzt werden. Der Bedeckungsgrad wird dafür in 9 Stufen (0 bis 8) gewählt. Die Globalstrahlung setzt sich aus der direkten Sonneneinstrahlung und der diffusen Sonneneinstrahlung zusammen. Der diffuse Anteil der Globalstrahlung entsteht dabei durch Interaktion mit der Atmosphäre oder den Wolken. Da die diffuse Strahlung deutlich schwächer ist, trifft bei bewölkttem Himmel aufgrund des verringerten direkten Strahlungsanteils eine deutlich geringere Globalstrahlung auf die Erde. Um den Einfluss starker Bewölkung ansatzweise zu berücksichtigen, wird angenommen, dass mit Gl. 7.16 bzw. Gl. 7.17 berechnete Strahlungsstärke, die definitionsgemäß nur bei wolkenfreiem Himmel auftritt und sich mit zunehmender Bedeckung des Himmels die Strahlungsstärke bei vollständig bewölkttem Himmel auf 20 % der Strahlung des wolkenfreien Himmels abfällt. Dies ist eine sehr grobe Abschätzung, die für die hier durchgeführten Berechnungen aber ausreichend ist. Der in Gl. 7.16 bzw. Gl. 7.17 enthaltene Zeitpunkt der Betonage ( $t_{\text{Betonage}}$ ) gibt an, wann der Beton bezogen auf die Uhrzeit 0:00 Uhr der Witterung ausgesetzt wird. Für die Darstellung in Bild 7.4 wurde diese Zeitangabe zu Null gesetzt.

Gl. 7.16

$$q_{Sun,in,Sommer} = \frac{\left[ \left( \sin\left( (t_{real} - 6,5 + t_{Betontage}) \cdot \frac{2\pi}{24} \right) + 0,3826 \right) + \left| \sin\left( (t_{real} - 6,5 + t_{Betontage}) \cdot \frac{2\pi}{24} \right) + 0,3826 \right| \right]}{2,7652} \cdot \left( 1 - 0,2 \cdot \frac{Bew\u00f6lkung}{8} \right) \cdot \dot{q}_{max}$$

Gl. 7.17

$$q_{Sun,in,Herbst} = \frac{\left[ \left( \sin\left( (t_{real} - 6,5 + t_{Betontage}) \cdot \frac{2\pi}{24} \right) - 0,3826 \right) + \left| \sin\left( (t_{real} - 6,5 + t_{Betontage}) \cdot \frac{2\pi}{24} \right) - 0,3826 \right| \right]}{1,2348} \cdot \left( 1 - 0,2 \cdot \frac{Bew\u00f6lkung}{8} \right) \cdot \dot{q}_{max}$$

mit:

$t_{real}$	- Zeit (reale Zeit)	[h]
$q_{Sun,in,Sommer}$	- Strahlungsst\u00e4rke auf horizontaler Fl\u00e4che im Sommerszenario	[W/m <sup>2</sup> ]
$q_{Sun,in,Herbst}$	- Strahlungsst\u00e4rke auf horizontaler Fl\u00e4che im Herbstszenario	[W/m <sup>2</sup> ]
$t_{Betontage}$	- Zeitpunkt der Betonage als Stunde bezogen auf 0:00 Uhr	[h]
Bew\u00f6lkung	Bew\u00f6lkung in den Stufen 0 – keine Bew\u00f6lkung und 8 – vollst\u00e4ndig bew\u00f6lkt	[-]
$q_{max}$	Maximale auftretende Globalstrahlung auf horizontaler Fl\u00e4che	[W/m <sup>2</sup> ]

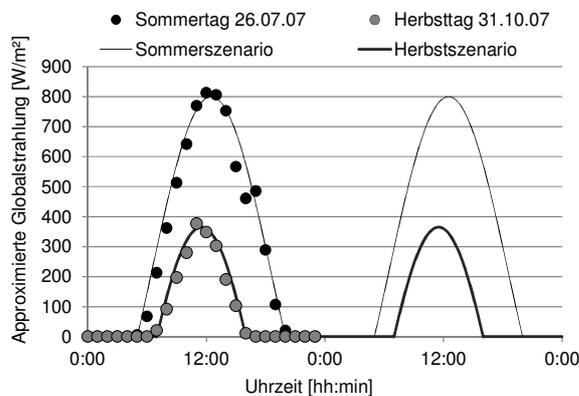


Bild 7.4: Approximierter Tagesverlauf der Globalstrahlung auf eine horizontale Fl\u00e4che.

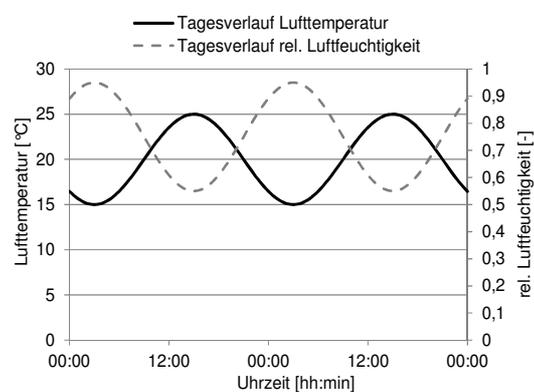


Bild 7.5: Beispiel f\u00fcr einen approximierten Tagesverlauf der Lufttemperatur und der relativen Luftfeuchtigkeit.

Wie stark die auftreffende Globalstrahlung die Erde bzw. den Beton aufheizt, h\u00e4ngt davon ab, in welchem Ma\u00dfe die Sonnenstrahlung reflektiert wird. Nur der adsorbierte Strahlungsanteil f\u00fchrt zu einem W\u00e4rmegewinn. Die Reflektionseigenschaften (Albedo) h\u00e4ngen von der Farbe und der Oberfl\u00e4chenbeschaffenheit ab. Die f\u00fcr eine Erw\u00e4rmung der Erde bzw. des Betonbauteils zur Verf\u00fcgung stehende Strahlungsst\u00e4rke kann mit Gl. 7.18 berechnet werden.

$$q_{sun,in,netto} = q_{sun,in} \cdot (1 - \gamma) \quad \text{Gl. 7.18}$$

mit:

$q_{sun,in,netto}$	- Von der Betonoberfl\u00e4che adsorbierter Strahlungsanteil	[W/m <sup>2</sup> ]
$q_{sun,in}$	- Globalstrahlung auf horizontaler Fl\u00e4che	[W/m <sup>2</sup> ]
$\gamma$	- Albedo	[-]

In [226] werden f\u00fcr Betone verschiedenen Alters die Albedowerte aus [231] angegeben (Tabelle 7.1). Es wird deutlich, dass raue und feuchte Betonoberfl\u00e4chen eine geringere Reflektion aufweisen. F\u00fcr die hier durchgef\u00fchrten Berechnungen wird f\u00fcr frischen Beton ein konstanter Albedowert von 0,20 angewendet. Der Albedowert f\u00fcr Oberfl\u00e4chen, die mit wei\u00dfpigmentierten NBM nachbehandelt wurden, muss naturgem\u00e4\u00df h\u00f6her sein. Entsprechend der

TL NBM-StB 09 müssen Laborprobekörper einen Hellbezugswert von mindestens 60 % erreichen [119]. [227] gibt für verschiedene Materialien die kurzwellige Adsorptionszahl<sup>42</sup> und den Hellbezugswert an. Für einen weißen Putz mit einem Hellbezugswert von 60 % ergibt sich aus seinen Angaben ein Albedowert von 0,4. Da sich der Hellbezugswert nur auf die Reflektionseigenschaften des sichtbaren Lichtes bezieht, ist eine Ableitung der kurzwelligen Adsorptionseigenschaften aus dem Hellbezugswert nur mit Einschränkungen möglich. Für die hier geplanten Untersuchungen ist die Ableitung für weißpigmentierte NBM aus den Angaben von Künzel aber ausreichend.

Tabelle 7.1: Albedo für Betonoberflächen aus [226].

Betonalter	Oberflächenzustand	Albedo
1 Woche	glatt, nicht befeuchtet	0,35-0,53 (0,43)
	rau, nicht befeuchtet	0,09-0,36 (0,20)
20 Wochen	glatt, befeuchtet	0,13-0,19 (0,16)
	rau, befeuchtet	0,10-0,22 (0,16)
	glatt, trocken	0,41-0,52 (0,45)
	rau, trocken	0,19-0,48 (0,32)

Zum Strahlungshaushalt auf der Erde gehört neben der Globalstrahlung auch die Ausstrahlung der Erde bzw. der Betonoberfläche selbst und der Gegenstrahlung. Die Summe dieser beiden Strahlungsarten nennt man auch effektive Ausstrahlung. In [232] wurde dieser Strahlungsanteil mit den Gl. 7.19 bis Gl. 7.22 berücksichtigt.

$$q_{Aus} = \sigma \cdot \epsilon \cdot (T_{OF}^4 - T_{Sky}^4) \quad \text{Gl. 7.19}$$

mit:

$q_{Aus}$	- Von der Betonoberfläche ausgesendeter effektiver Strahlungsanteil	[W/m <sup>2</sup> ]
$\sigma$	- Stefan-Boltzmann Konstante $\sigma = 5,669 \cdot 10^{-8}$	[W/(m <sup>2</sup> K)]
$\epsilon$	- Strahlungsaustauschzahl; (hier: 0,9 [232])	[-]
$T_{OF}$	Temperatur der Betonoberfläche	[K]
$T_{Sky}$	Temperatur der Gegenfläche	[K]

$$T_{Sky} = \epsilon_s^{\frac{1}{4}} \cdot T_L \quad \text{Gl. 7.20}$$

mit:

$T_L$	- Temperatur der Umgebung	[K]
-------	---------------------------	-----

$$\epsilon_s = 0,787 + 0,764 \cdot \ln\left(\frac{T_{Taupunkt}}{273}\right) \cdot F_{Bewölkung} \quad \text{Gl. 7.21}$$

mit:

$T_{Taupunkt}$	- Taupunkttemperatur	[K]
$\epsilon_s$	- Strahlungsaustauschzahl	[-]
$F_{Bewölkung}$	- Faktor zur Berücksichtigung der Bewölkung (Gl. 7.22)	[-]

<sup>42</sup> Kurzwellige Adsorptionszahl = 1 - Albedo

$$F_{\text{Bewölkung}} = 1,0 + 0,024N - 0,0035N^2 + 0,00028N^3 \quad \text{Gl. 7.22}$$

mit:

N	- Bewölkungsgrad 0 bis 1 (analog Gl. 7.16 und Gl. 7.17)	[-]
$N = \frac{\text{Bewölkung}}{8}$	Mit Bewölkung: - 0 – keine Bewölkung 8 – vollständig bewölkt	[-]

Für die Unterseite wird angenommen, dass die Umgebungstemperatur konstant ist. Der Wärmeaustausch wird über einen Wärmeübergangskoeffizienten „geregelt“ (vgl. Gl. 7.13). Dieser soll frei wählbar sein, so dass ein gutes und schlechtes Wärmeaustauschverhalten an der Unterseite simuliert werden kann.

Gerade in der ersten Phase der Wasserabgabe ist der Einfluss der Verdunstungsenthalpie von großer Bedeutung. Diese Form der Wärmeabgabe führt dazu, dass sich der Beton und im besonderen Maße seine Oberfläche abkühlen. Die Abkühlung ist aber nicht unbegrenzt, sondern es wird in Abhängigkeit der Lufttemperatur und der relativen Luftfeuchtigkeit eine Kühlgrenztemperatur erreicht [48]. Der umgekehrte Fall einer Wasserdampfkondensation geht mit einer Temperaturerhöhung einher. Der Wärmestrom, der durch die Verdunstungsenthalpie abgegeben oder aufgenommen wird, wird mit Gl. 7.23 berechnet.

$$q_{\text{Enthalpie}} = \dot{m}_{\text{Evap}} \cdot h_V \quad \text{Gl. 7.23}$$

mit:

$q_{\text{Enthalpie}}$	- Wärmestrom durch Verdunstungsenthalpie	[W/m <sup>2</sup> ]
$\dot{m}_{\text{Evap}}$	- Verdunstungsstrom an der Oberfläche	[kg/(m <sup>2</sup> ·s)]
$h_V$	- Enthalpie beim Phasenübergang	[Ws/kg]

### 7.2.8 Witterungsbedingungen

Die Berücksichtigung der solaren Energiegewinne sowie die Aus- und Gegenstrahlung wurden schon im vorangegangenen Punkt behandelt. Weitere zu berücksichtigende Witterungsbedingungen sind die Lufttemperatur, die relative Luftfeuchtigkeit und der Wind. Der Windeinfluss wird in Form einer konstanten Windgeschwindigkeit berücksichtigt. Diese starke Vereinfachung ist möglich, da der Einfluss des Windes auf die Verdunstung nur in der ersten Austrocknungsphase von großer Bedeutung ist [42]. Die Lufttemperatur und die relative Luftfeuchtigkeit werden durch Sinusfunktionen bereitgestellt (Gl. 7.24 und Gl. 7.25). Dabei kann das Tagesmittel und die Schwankungsbreite frei gewählt werden. Die Phasenverschiebung wurde dabei so gewählt, dass die Tageshöchsttemperatur um 15:00 Uhr erreicht wird und zu dieser Zeit die relative Luftfeuchtigkeit ein Minimum durchläuft. Bild 7.5 zeigt den approximierten Verlauf der Lufttemperatur bei einem Tagesmittel von 20 °C und einer Schwankung von ± 5 K. Der ebenfalls dargestellte Tagesverlauf der rel. Luftfeuchtigkeit schwankt mit 20 % um den Mittelwert von 75 %.

$$T_L(t) = 273 + \left( T_m - \sin\left( (t + t_{\text{Betontage}} + 3) \cdot \frac{2\pi}{24} \right) \cdot \Delta T \right) \quad \text{Gl. 7.24}$$

mit:

$T_L(t)$	- Lufttemperatur in Abhängigkeit der Zeit	[K]
$t$	- Reale Zeit	[h]
$T_m$	- Tagesmitteltemperatur	[°C]
$\Delta T$	- Tagesschwankung der Temperatur	[K]
$t_{\text{Betontage}}$	- Zeitpunkt der Betonage als Stunde bezogen auf 0:00 Uhr	[h]

$$\varphi(t) = \varphi_m + \sin\left( (t + t_{\text{Betontage}} + 3) \cdot \frac{2\pi}{24} \right) \cdot \Delta \varphi \quad \text{Gl. 7.25}$$

mit:

$\varphi(t)$	- Relative Luftfeuchtigkeit in Abhängigkeit der Zeit	[-]
$\varphi_m$	- Tagesmittel der relativen Luftfeuchtigkeit	[-]
$\Delta \varphi$	- Tagesschwankung der relativen Luftfeuchtigkeit	[-]

### 7.2.9 Berücksichtigung der Gefügegenwicklung über das äquivalente Alter

Die dargestellten Teilprozesse, die während der Austrocknung und Hydratation bzw. Gefügegenwicklung des Betons zumeist parallel und voneinander abhängig ablaufen, lassen sich nur realitätsnah erfassen, wenn für die erforderlichen Stoffkennwerte die Veränderungen aufgrund der Gefügegenwicklung berücksichtigt werden.

Dies soll in dieser Arbeit über den Ansatz des äquivalenten Beton- bzw. Mörtelalters erfolgen. Dabei geht man davon aus, dass Proben aus ein und demselben Beton bei gleichem äquivalentem Alter auch gleiche mechanische Eigenschaften besitzen. Das heißt, die gefügeabhängigen Stoffkennwerte bzw. Stofffunktionen (z.B. Feuchteleitkoeffizient, Wasserdampfdiffusionswiderstandszahl, Sorptionsisotherme) werden in Abhängigkeit des äquivalenten Alters angegeben. Das äquivalente Alter wird während der Berechnungen in Abhängigkeit der relativen Porenfeuchte, der Temperatur und des realen Alters berechnet. Anschließend können unter Zugrundelegung des äquivalenten Alters die Stoffkenngrößen bzw. Stoffkennfunktionen bestimmt werden.

Das äquivalente Betonalter ist eng mit dem Begriff der Reife verbunden und kann in gewissem Maße als Hydratationsalter bezeichnet werden. Die Reife ist eine Funktion der Erhärtungstemperatur und des Alters. Zur Ermittlung der Reife gibt es verschiedene Ansätze. Eine einfache und dennoch für viele Belange ausreichende Möglichkeit, die Auswirkung verschiedener Temperaturen auf die Gefüge- und Festigkeitsentwicklung des Betons abzuschätzen, ist die Reifeformel nach Saul [233]. Im Rahmen dieser Arbeit soll der Einfluss des Hydratationsalters allerdings über den Ansatz von Arrhenius berücksichtigt werden. Dieser wurde schon für ähnliche Zwecke von anderen Autoren verwendet [234, 15, 235, 213]. Mit diesem Ansatz kann ein äquivalentes Alter berechnet werden (Gl. 7.26). Wird eine Probe bei Temperaturen über bzw. unter 20 °C gelagert, geht die Hydratation schneller bzw. langsamer vonstatten. Wird eine Probe für eine bestimmte Zeit bei einer Temperatur ungleich 20 °C gelagert, so gibt ihr äquivalentes Alter jenes Alter an, das eine bei 20 °C gelagerte Probe erreicht haben muss, um dieselben mechanischen Eigenschaften zu besitzen. Auf diese Weise können trotz unterschiedlicher Erhärtungstemperaturen die für 20 °C bestimmten Kennwerte verwendet werden, wenn man das äquivalente Alter als Bezugsgröße verwendet.

$$t_{\text{äqu}} = \int_{t_1}^{t_2} e^{\frac{E_a}{R} \left( \frac{1}{T_{\text{Ref}}} - \frac{1}{T_B(t)} \right)} dt$$

Gl. 7.26

mit:

$E_a$	-	Scheinbare Aktivierungsenergie	$\left[ \frac{J}{mol} \right]$
$T_{\text{Ref}}$	-	Bezugstemperatur ( $T_{\text{Ref}} = 20 \text{ °C}$ )	[K]
$T_B(t)$	-	Temperatur des Betons zur Zeit $t$	[K]
$t_1, t_2$	-	Betrachtetes Zeitintervall	[h]
$R$	-	Spezielle Gaskonstante (8,314)	$\left[ \frac{J}{Kmol} \right]$

Im Rahmen von Voruntersuchungen wurde für eine Reihe von Zementen die Aktivierungsenergie entsprechend des Verfahrens nach [236] anhand von zeitlichen Festigkeitsverläufen bei 20 °C und 40 °C bestimmt (Tabelle 7.2).

Tabelle 7.2: Scheinbare Aktivierungsenergie aus eigener Bestimmung mittels Festigkeitsverläufen bei 20 °C und 40 °C analog [236].

Zement	Scheinbare Aktivierungsenergie [kJ/mol]
CEM I 42,5 N	30
CEM I 32,5 R	29
CEM II/B-S 32,5 R	32
CEM II/B-S 42,5 N	32
CEM III/A 42,5 N	33

Auf das äquivalente Alter nimmt aber nicht nur die Erhärtungstemperatur Einfluss. In Abschnitt 2.1.2 wurde erläutert, dass die Hydratationsgeschwindigkeit des Zementes bei relativen Luftfeuchten unter 100 % abnimmt und bei 80 % kaum noch eine Reaktion stattfindet. Mit Gl. 7.27 kann ein Faktor  $\beta_\varphi$  berechnet werden, der angibt wie viel Prozent der ursprünglichen Hydratationsgeschwindigkeit bei einer bestimmten relativen Luftfeuchte im Beton noch erreicht werden kann. Gleichzeitig ist aber auch bekannt, dass eine Temperaturerhöhung bzw. Temperaturerniedrigung eine Beschleunigung bzw. Verlangsamung der Hydratation verursacht. Dieser Einfluss kann durch Umstellen der Gl. 7.26 ebenfalls in Form eines Faktors bereitgestellt werden (Gl. 7.28). Beide Einflüsse müssen in einem Rechenmodell gemeinsam berücksichtigt werden. Dies wird erreicht, wenn Gl. 7.26 durch den Faktor  $\beta_\varphi$  erweitert wird (Gl. 7.29).

$$\beta_\varphi = \frac{1}{1 + (7,5 - 7,5 \cdot \varphi)^4}$$

Gl. 7.27 [235]

mit:

$\beta_\varphi$	-	Reduktionsfaktor zur Verringerung der Hydratationsgeschwindigkeit in Abhängigkeit der relativen Feuchtigkeit im Beton	[-]
$\varphi$	-	Relative Luftfeuchte im Porensystem	[-]

$$\beta_T = e^{\frac{E_a}{R} \left( \frac{1}{T_0} - \frac{1}{T_B(t)} \right)}$$

Gl. 7.28

mit:

$\beta_T$	-	Faktor zur Berücksichtigung der Temperatur auf die Hydratationsgeschwindigkeit	[-]
$T_B(t)$	-	Temperatur des Betons zur Zeit $t$	[K]
$T$	-	Bezugstemperatur	[K]
$E_a$	-	Scheinbare Aktivierungsenergie	$\left[ \frac{J}{mol} \right]$
$R$	-	Spezielle Gaskonstante (8,314)	$\left[ \frac{J}{Kmol} \right]$

$$t_e = \int_{t_1}^{t_2} \beta_T \cdot \beta_\varphi \cdot dt$$

Gl. 7.29

mit:

$t_{\text{äqu}}$	-	erreichtes äquivalentes Hydratationsalter im realen Zeitabschnitt $t_1$ bis $t_2$	[h]
$\beta_T$	-	Faktor zur Berücksichtigung der Temperatur auf die Hydratationsgeschwindigkeit	[-]
$\beta_\varphi$	-	Reduktionsfaktor zur Verringerung der Hydratationsgeschwindigkeit in Abhängigkeit der relativen Feuchtigkeit im Beton	[-]

In Bild 7.6 ist beispielhaft der Verlauf der Betontemperatur und der relativen Luftfeuchtigkeit im Betongefüge dargestellt und für diese Parameter die Entwicklung des äquivalenten Alters durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Bild 7.7 abgebildet. Aufgrund der geringen Betontemperatur und dem Abfall der relativen Luftfeuchte auf Werte von ca. 80 % wird die Hydratationsgeschwindigkeit reduziert und nach 48 Stunden würde dieser Beton nur ein äquivalentes Alter von ca. 24 Stunden aufweisen.

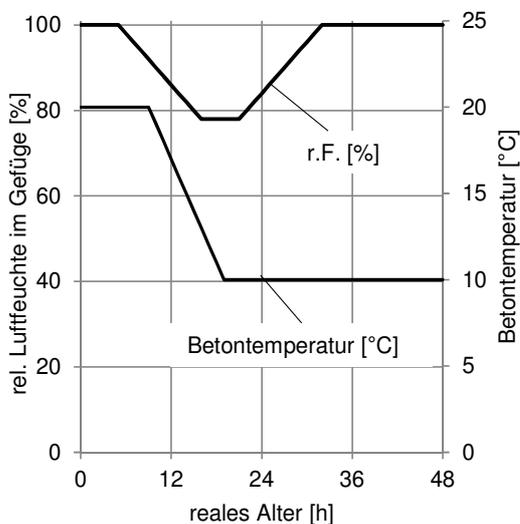


Bild 7.6: Beispielhafter Verlauf der Betontemperatur und der relativen Luftfeuchtigkeit im Betongefüge zur Erläuterung des äquivalenten Betonalters (Bild 7.7)

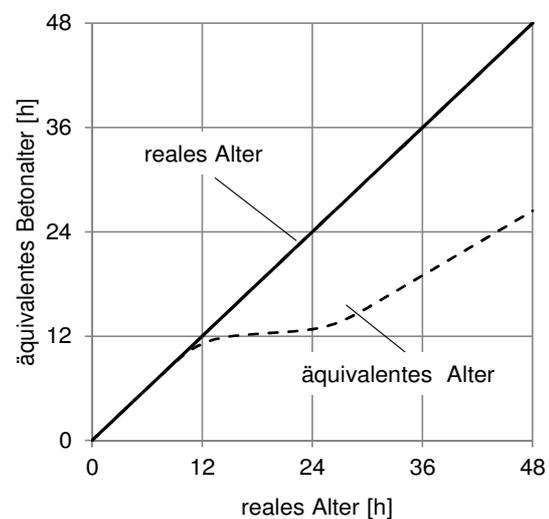


Bild 7.7: Äquivalentes Alter (bez. auf Lagerungstemperatur 20 °C) unter Berücksichtigung des Einflusses aus Temperatur und innerer relativer Luftfeuchte.

Der Ansatz des äquivalenten Alters gilt in dieser Arbeit für den gesamten betrachteten Zeitraum (i.d.R. 28 d). Dies ist streng genommen nicht möglich, da sich mit zunehmendem Hydratationsgrad die Zusammenhänge nicht mehr genau genug über das äquivalente Alter erfassen lassen. Aufgrund der einfachen Handhabung wird aber der mit zunehmendem Alter auftretende Fehler in Kauf genommen.

### 7.2.10 Wasserverbrauch durch die Hydratation

Aus den vorherigen Betrachtungen geht hervor, dass für die rechnerischen Betrachtungen nicht die Hydratation selbst simuliert wird, sondern Feuchtegrößen für verschiedene Hydratationsalter zur Verfügung gestellt werden und somit die Hydratation indirekt berücksichtigt wird. Einige Probleme ergeben sich dabei für die Berücksichtigung des Wasserverbrauchs durch die Hydratation. In Bild 7.23 bzw. Bild 7.24 zeigt sich, dass der frische Mörtel im Vergleich zum Mörtel nach 28 Tagen ca. 100 – 130 kg/m<sup>3</sup> mehr Wasser speichern kann. Die Abnahme des für die Wasserspeicherung zur Verfügung stehenden Volumens ist eng verknüpft mit dem Verbrauch von Wasser durch die Hydratation. Die Hydratation ist ja die Ursache für das Zuwachsen von vorherigem Porenraum. Durch die Bereitstellung der Feuchtespeicherfunktion für verschiedene Hydratationsalter wird die chemische Bindung von Was-

ser deshalb indirekt mit vorgegeben. Durch diese Vorgehensweise können Selbstaustrocknungseffekte nicht erfasst werden.

## 7.3 Experimentelle Bestimmung von Feuchtekenngößen

### 7.3.1 Materialien

Transportprozesse und die Speicherung von Feuchtigkeit finden bei Verwendung von normaler Gesteinskörnung hauptsächlich im Zementstein und der Kontaktzone zwischen Zementstein und Gesteinskörnung (ITZ) statt. Der Beitrag der ITZ auf die Transporteigenschaften des Gefüges ist teilweise sehr groß, weshalb es nicht sinnvoll ist, Transportprozesse nur am Zementstein zu untersuchen. Andererseits spiegeln Untersuchungen am Beton zwar die Realität wider, sind aber mit Schwierigkeiten bezüglich der Probengewinnung, Aufbereitung und Prüfung verbunden. Untersuchungen am Mörtel stellten deshalb einen akzeptablen Kompromiss dar. Um Probleme bei der Prüfung und Probengewinnung möglichst gering zu halten, wurde das Größtkorn hierbei auf 2 mm beschränkt. Einige Autoren geben Hinweise, wie der Einfluss der groben Gesteinskörnung auf die Transporteigenschaften berücksichtigt werden kann [19, 237, 238, 239].

Sofern nichts anderes aufgeführt ist, wurden deshalb die Untersuchungen an Mörteln durchgeführt, die gemäß [DIN EN 196-1] zusammengesetzt und hergestellt wurden. Einzige Ausnahme bildet der w/z-Wert, der abweichend von der Norm mit 0,44 festgelegt wurde. Es kamen im Wesentlichen die folgenden Zemente aus Tabelle 3.1 zum Einsatz (CEM III/A (19,9), CEM I (27,4), CEM II/B-S (27,9)). Für Untersuchungen mittels Quecksilberhochdruckporosimetrie wurden auch weitere Zemente aus Tabelle 3.1 untersucht. Als Gesteinskörnung wurde CEN Normensand verwendet. Zur Unterscheidung zwischen Ergebnissen aus Beton und Mörtel, wird für Ergebnisse aus Mörteluntersuchungen ein „-M“ angehängt (Bsp.: CEM III/A (19,9)-M). Weitere Untersuchungen zu anderen Zementen können [240, 241] entnommen werden. Für Untersuchungen mit Nachbehandlungsmitteln wurden die NBM gemäß Tabelle 3.7 verwendet.

### 7.3.2 Untersuchungen zum Wasserdampfdiffusionswiderstand von NBM

Die Bestimmung von Wasserdampfdiffusionswiderständen sollte Rückschlüsse auf das Diffusionsverhalten der Nachbehandlungsmittelfilme geben. Um eine Applikation der Nachbehandlungsmittel auf eine texturierte Oberfläche zu ermöglichen, wurde folgender Messaufbau (Bild 7.8) gewählt. Die Probekörper bestehen aus einem Grundkörper aus Porenbeton, der eine ausreichende Stabilität besitzt, um darauf eine dünne Mörtelschicht aufzubringen. Er weist aber selbst nur einen geringen Wasserdampfdiffusionswiderstand ( $\mu$ -Wert = 6 bis 7) auf. Die aufgebrachte Mörtelschicht ist gemäß Tabelle 7.3 zusammengesetzt. Die Verwendung eines schnell reagierenden CEM I 52,5 R mit hoher Mahlfineinheit gewährleistet einen hohen Hydratationsgrad nach 28 Tagen, so dass der Einfluss der Nachhydratation während der Prüfung gering ist. Die Zusammensetzung des Mörtels wurde durch Nasssiebung einer nicht abgeordneten (verzögerten) 2 mm dicken Oberflächenmörtelschicht eines Probekörpers aus Teil 3 ermittelt. Als Zementgehalt wurde der Anteil  $< 0,125$  mm angenommen. Der w/z-Wert wurde zunächst in Ermangelung genauer Kenntnisse aus der Rezeptur des verwendeten Betons übernommen. Der Mörtel wurde von Hand in einem kleinen Gefäß gemischt und mittels eines Aufsatzrings auf die oberflächentrockenen, wassergesättigten Porenbetonscheiben aufgebracht. Das Abziehen des Mörtels über einen Aufsatzring gewährleistete eine gleich bleibende Dicke von 3 mm. Nach etwa einer Stunde wurde die Oberfläche mit einem Besen texturiert. Die Porenbetongrundkörper standen bis zu dieser Zeit 1 mm tief im Wasser. Die Untergrundkörper wurden in die Wet-Cups eingebaut und anschließend bis zum Alter von 56 Tagen der Diffusionsstrom durch die Grundkörper aufgenommen. Im

Anschluss erfolgte der Auftrag der Nachbehandlungsmittel. Die Auftragsmengen richteten sich nach den Herstellerangaben, wobei diese zum Teil geringfügig überschritten werden mussten, da sonst kein gleichmäßiger Auftrag möglich war. Das Vorgehen ist in Tabelle 7.4 nochmals dargestellt.

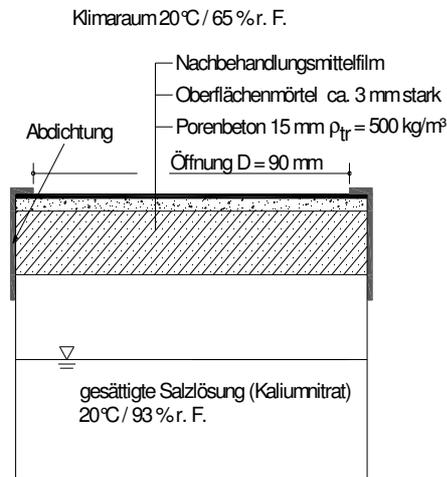


Bild 7.8: Wet-cup zur Bestimmung des Wasserdampfdiffusionswiderstandes.



Bild 7.9: Wet-cup zur Bestimmung des Wasserdampfdiffusionswiderstandes.

Tabelle 7.3: Zusammensetzung des Oberflächenmörtels für Grundkörper aus Bild 7.8.

Ausgangsstoff	kg/m <sup>3</sup>		
CEM I 52,5 R	651		
Wasser w/z = 0,44	287		
Sand 0 - 2 mm	1329	Fraktion	Vol.-%
		0,1 – 0,5	45
		0,5 – 1,0	35
		1,0 – 2,0	20

Tabelle 7.4: Vorgehen für die Bestimmung des Wasserdampfdiffusionswiderstandes

Bezeichnung	Lagerung nach Herstellung der Grundkörper	NBM-Auftrag im Alter von	Lagerung nach NBM-Auftrag	zweiter NBM Auftrag
A 1	1d Feuchtlagerkasten 27d unter Wasser, danach 20°C / 65 % r. F.	56 d (mit Vornässen)	20°C und 65 % r. F.	nein
A 2				ja <sup>1)</sup>
B 1		56 d (ohne Vornässen)		nein
B 2				ja <sup>1)</sup>

<sup>1)</sup> Zweiter Auftrag erfolgte nach Beendigung der Messung mit einfacher Auftragsmenge

Zusätzlich zu den in Tabelle 7.4 dargelegten Varianten wurden vorab einige Porenbetonscheiben mit und ohne Mörtelschicht untersucht, um auch eine Angabe zum Diffusionswiderstand der Mörtelschicht zu machen. Sämtliche Proben wurden alle 7 Tage auf 0,005 g genau gewogen und die in der Zeit abgegebene Wassermenge bestimmt. Sobald sich eine konstante Wasserabgabe pro Zeit eingestellt hatte, wurden die äquivalente Luftschichtdicke und der  $\mu$ -Wert mit den Gleichungen Gl. 7.30 bis Gl. 7.35 berechnet.

### 7.3.3 Untersuchungen zum Wasserdampfdiffusionswiderstand von Mörtel

Die experimentelle Bestimmung der Wasserdampfdiffusionswiderstandszahl von Mörtel erfolgte in Anlehnung an [DIN EN ISO 12572]. Dazu wurden Mörtel gemäß Abschnitt 7.3.1 gemischt und anschließend Mörtelscheiben mit einem Durchmesser von 100 mm und 5 mm Dicke hergestellt. Die Lagerung erfolgte konserviert bei 20°C. Im Alter von 12 h, 24 h, 48 h und 7 bzw. 28 Tage wurden die Scheiben bei 40°C getrocknet (Abstoppen der Hydratation) und anschließend mindestens 7 Tage über Silikagel gelagert. Danach wurden die Proben in

„Dry-Cups“ eingebaut. Im Inneren der Behälter wurde eine Luftfeuchtigkeit von 0 % durch wasserfreies Silikagel eingestellt. Die Behälter lagerten in einem Klimaschrank bei 40 % r. F. und ~ 20°C. Auf diese Weise wurde ein Luftfeuchtigkeitsgefälle eingestellt, durch das eine Carbonatisierung und fortschreitende Hydratation der abgestopften Proben weitestgehend vermieden wurde. Die Berechnung der Wasserdampfdiffusionswiderstandszahl erfolgte gemäß [DIN EN ISO 12572]. Es traten zum Teil große Streuungen auf, so dass ohne weitere Untersuchungen nur sehr deutliche Unterschiede als gesichert angesehen werden können. Der Variationskoeffizient der Diffusionsstromdichten für die verschiedenen Zemente und Probenalter lag zwischen 5 % und 30 %.

$$\Delta m_i = \frac{(m_1 - m_2)}{(t_2 - t_1)} \quad \text{Gl. 7.30}$$

$$V_{(s,cs)} = \frac{m_i}{A_i} \quad \text{Gl. 7.31}$$

$$\delta = \frac{V \cdot d}{\Delta p} \quad \text{Gl. 7.32}$$

$$\delta_a = \frac{2,301 \cdot 10^{-5} \cdot p_0 \cdot T^{1,81}}{R_D \cdot T \cdot p \cdot 273^{1,81}} \quad \text{Gl. 7.33}$$

$$\mu = \frac{\delta_a}{\delta} \quad \text{Gl. 7.34}$$

$$s_d = \mu \cdot d \quad \text{Gl. 7.35}$$

mit:

$\Delta m_i$	- Wasserdampfdiffusionsstrom	[kg/s]
$V_S ; V_{CS}$	- Wasserdampfdiffusionsstromdichte (S – Substrat; CS – beschichtetes Substrat)	[kg/(m <sup>2</sup> s)]
d	- Dicke der Probe bzw. der Beschichtung	[m]
$\delta$	- Wasserdampfleitkoeffizient der Probe bzw. Beschichtung	[kg/(m <sup>2</sup> ·s·Pa)]
$\delta_a$	- Wasserdampfleitkoeffizient in Luft	[kg/(m <sup>2</sup> ·s·Pa)]
$\Delta p$	- Wasserdampfdruckdifferenz	[Pa]
$p_0$	- Barometrischer Druck bei Normal Null 1013,25 hPa	
p	- Barometrischer Druck während der Messung	[Pa]
$R_D$	- Spezielle Gaskonstante Wasserdampf 461,5 N·m/(kg·K)	
T	- Temperatur während der Messung	[K]
$s_d$	- Äquivalente Luftschichtdicke	[m]
$\mu$	- Wasserdampfdiffusionswiderstandszahl	[ - ]

### 7.3.4 Quecksilberhochdruckporosimetrie

Mit den Mörteln aus Abschn. 7.3.1 wurden Prismen (4 x 4 x 16 cm<sup>3</sup>) gemäß [DIN EN 196-1] hergestellt und innerhalb der ersten 24 Stunden abgedeckt im Feuchtlagerkasten bei 100 % r. F. und 20°C gelagert. Nach dem Ausschalen wurden die Prismen in Folien verpackt und weiter bei 20°C gelagert. Zu den Messterminen 5 h, 7 h, 12 h, 48 h und 7 bzw. 28 Tage wurden von den Prismen Scheiben (4 x 4 x 1 cm<sup>3</sup>) abgetrennt und bereits auf die notwendige Größe für die Quecksilberhochdruckporosimetrie zerkleinert (etwa Linsengroß). Danach wurden die aufbereiteten Proben für 2 Stunden bei 40°C getrocknet<sup>43</sup> und anschließend für mindestens 7 Tage über wasserfreiem Silikagel gelagert. Voruntersuchungen hatten ergeben, dass auf diese Weise bei allen Hydratationsaltern das verdampfbare Wasser innerhalb von max. 30 min entfernt wird. Versuche zum Abstoppen der Zementhydratation durch Lage-

<sup>43</sup> Aufgrund der kleinen Probengröße (Linsengroß) ist die Gefahr einer Mikrorissbildung gering, so dass dem Trocknen bei 40 °C einer Lagerung in Isopropanol vorgezogen wurde.

rung der linsengroßen Stücke in Isopropanol ergab, dass hier die Reaktion langsamer gestoppt wurde und im Vergleich zur Trocknung bei 40 °C stets feinere Porenverteilungen ermittelt wurden. Die Messungen der Porengrößenverteilung wurde mit einem Quecksilberhochdruckporosimeter (AUTOPORE IV 9500, Fa. Micromeritics GmbH) im Druckbereich zwischen 0,0035 – 206 MPa (47 Druckstufen, 10 Sekunden Ausgleichszeit je Druckstufe) durchgeführt. Voruntersuchungen mit veränderten Ausgleichszeiten (10 und 120 Sekunden) zwischen den Druckstufen hatten ergeben, dass 10 Sekunden ausreichend sind, um einen Druckausgleich in den linsengroßen Probenstücken zu erreichen.

### 7.3.5 Experimentelle Bestimmung des Feuchteleitkoeffizienten

Die experimentelle Bestimmung des Feuchteleitkoeffizienten ist bereits schon für Baustoffe mit abgeschlossener Gefügeentwicklung sehr aufwendig. Die Einflüsse infolge der ablaufenden Gefügeentwicklung machen die Erfassung noch komplexer. Das erklärt, warum auch Autoren, die sich mit diesem Problem befasst haben, stets auf Näherungslösungen zurückgreifen mussten [235, 242]. Für die Berechnung des Feuchteleitkoeffizienten von Baustoffen mit abgeschlossener Gefügeentwicklung gibt [48] ein stationäres und ein instationäres Verfahren an. Grundlage für die Berechnung sind zu verschiedenen Zeiten gemessene Feuchtigkeitsprofile (instationäre Methode) bzw. ein Feuchtigkeitsprofil eines Probekörpers mit stationären Verhältnissen (keine zeitliche Änderung des Wassertransportes). Da zum Erreichen stationärer Verhältnisse viel Zeit notwendig ist, wird das instationäre Verfahren am häufigsten angewendet. In Bild 7.10 ist die Vorgehensweise zur Berechnung des Feuchteleitkoeffizienten bei instationären Verhältnissen dargestellt. Dabei wird zugrunde gelegt, dass die Feuchtigkeitsprofile durch gravimetrische Messungen verschieden dicker Scheiben des zu untersuchenden Baustoffs erfolgen. Es werden zu verschiedenen Zeitpunkten derartige Feuchtigkeitsprofile ermittelt. Eine solche Vorgehensweise für in der Erhärtung befindlichen Beton ist nicht möglich, da Wasser zwischen zwei Messzeitpunkten auch durch Hydratation gebunden wird.

Um die Feuchteleitfähigkeit im frischen Zustand zu ermitteln, wurden zunächst Mörtel gemäß Abschnitt 7.3.1 unter Verwendung von 1 M.-% Zucker auf die Zementmenge hergestellt. Der Zucker soll die Zementreaktion verzögern und so über den Untersuchungszeitraum ein annähernd von der Hydratation unbeeinflusstes Gefüge garantieren. Dazu wurde der Mörtel mit 9/10 der Zugabewassermenge gemischt und nach 10 min der Zucker in den verbleibenden 1/10 Zugabewasser gelöst, zugegeben und erneut gemischt. Der Mörtel wurde in zylindrische Formen mit einem Durchmesser von 100 mm und einer Höhe von 160 mm gefüllt. Diese Formen bestanden aus 8 übereinandergesetzten Plastikringen (Höhe 20 mm), die mit Klebeband zusammengehalten wurden.

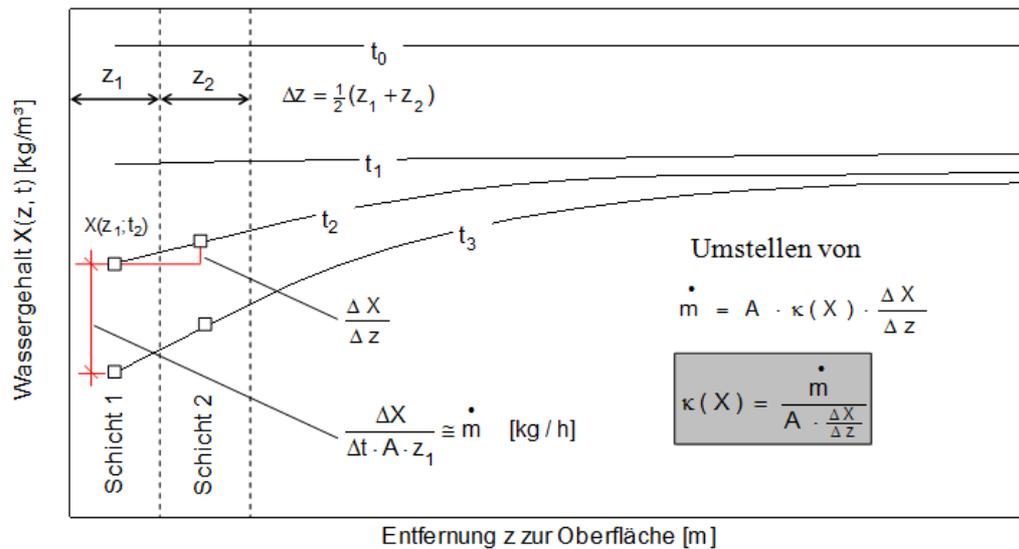


Bild 7.10: Bestimmung des Feuchteleitkoeffizienten nach Krischer anhand von Trocknungsversuchen [48]

Eine Austrocknung der Mörtelproben konnte nur über die Oberseite stattfinden. Die Proben wurden in einem Umlufttrockenschrank bei 30 °C für 12, 24, 48, 72, 96 und 168 Stunden gelagert. Zu den entsprechenden Trocknungszeiten wurde der Mörtel ringweise abgetragen, auf einem Darrblech zerkleinert und der Wassergehalt durch Trocknen bei 105 °C im Trockenschrank bestimmt. Die Bestimmung der Trockenmasse erfolgte nach dem Abkühlen der Proben. Bei dieser Untersuchung wurde festgestellt, dass trotz der Verzögerung des Mörtels eine signifikante Beeinflussung der Transportfähigkeit über die Zeit nicht sicher ausgeschlossen werden kann. Daher wurden die Versuche dahingehend modifiziert, dass der Zement zu 100 % durch inerte Quarzmehle ersetzt wurde. Da erwartet wurde, dass im sehr jungen Alter die Mahlfineinheit des Zementes sehr entscheidend für die Wasserleitfähigkeit ist, wurden Quarzmehle der gleichen Herkunft, jedoch unterschiedlicher Mahlfineinheit, verwendet. Das weitere Vorgehen war mit dem der verzögerten Mörtel identisch. Anhand der ermittelten Trocknungskurven wurde der Feuchteleitkoeffizient gemäß Bild 7.10 berechnet. Untersuchungen an erhärteten Mörtelproben führten unter den zur Verfügung stehenden Messmethoden nicht zu aussagekräftigen Ergebnissen. Um Vergleichswerte zu erhalten, muss deshalb auf Angaben aus der Literatur zurückgegriffen werden. Genauere Ergebnisse sind möglich, wenn der Wassergehalt mittels Kernspinresonanzspektroskopie (NMR) bestimmt wird [243, 244].

### 7.3.6 Bestimmung der inneren spezifischen Oberfläche der Mörtel

Zur Bestimmung der spezifischen Oberfläche wurden von den Prismen für die Quecksilberhochdruckporosimetrie ebenfalls Scheiben (4 x 4 x 1 cm<sup>3</sup>) abgetrennt, mit einem Mörser grob zerkleinert und anschließend sofort bei 40 °C für 2 Stunden getrocknet. Anschließend lagerten die Proben bis zur Prüfung, mindestens aber 7 Tage in einem Exsikkator über wasserfreiem Silikagel. Die Bestimmung der inneren spezifischen Oberfläche erfolgte über die Adsorption von Wasserdampf bei 22 % r. F. und 20 °C.

Zur Bestimmung der spezifischen Oberfläche mittels Wasserdampfadsorption wurden die zerkleinerten Proben (ca. 12 g) nach dem Trocknen bei 20 °C und 22 % r. F. bis zur Massekonstanz gelagert und die Masse bestimmt (Genauigkeit: 1 mg). Anschließend wurden die Proben bei 20 °C und 0 % r. F. erneut bis zur Massekonstanz gelagert und aus beiden Massen die adsorbierte Feuchtemenge berechnet. Bei 22 % r. F. bildet sich eine einlagige Schicht von Wassermolekülen aus, so dass mit (Gl. 7.36 und Gl. 7.37) die spezifische Oberfläche bestimmt werden kann [245].

$$d(\phi) = (3,85 - 1,89 \cdot \ln(-\ln \phi)) \cdot 10^{-10} \quad \text{Gl. 7.36}$$

$$X_{Ads} = \frac{d(\phi)}{d_1} \cdot \frac{A_o \cdot M}{A_{H_2O} \cdot N_A} \quad \text{Gl. 7.37}$$

mit:

$X_{Ads}$	-	Feuchtegehalt	[-]
$d(\phi)$	-	Dicke der Molekülschicht bei Luftfeuchte $\phi$	[m]
$\phi$	-	Relative Luftfeuchtigkeit	[-]
$A_o$	-	Spezifische Oberfläche des Materials	[m <sup>2</sup> /g]
$A_{H_2O}$	-	Platzbedarf eines Wassermoleküls $11,4 \cdot 10^{-20}$	[m <sup>2</sup> ]
$d_1$	-	Dicke einer Molekülschicht $d_1 = 0,3 \text{ nm}$	[nm]
$N_A$	-	Avogadro-Konstante	[1/mol]
$M$	-	Molare Masse des Wassers	[g/mol]

## 7.4 Ergebnisse aus experimentellen Untersuchungen

### 7.4.1 Wasserdampfdurchlässigkeit von NBM

Die ermittelten äquivalenten Luftschichtdicken der verwendeten Nachbehandlungsmittel (Tabelle 7.5) zeigen, dass ein einmaliger Auftrag eines NBM einen Diffusionswiderstand bewirkt, der in etwa dem einer 3 mm starken und ausgehärteten Mörtelschicht entspricht<sup>44</sup>. Die aus der Literatur ermittelten äquivalenten Luftschichtdicken für Wachsfilm werden aber nicht erreicht. Es zeigte sich weiterhin eine starke Abhängigkeit vom Feuchtezustand des Untergrundes. Erfolgte der Auftrag der Mittel auf den erhärteten, aber vorgehärteten Mörtel, sinkt der Dampfdiffusionswiderstand um fast 50 Prozent. Ein zweiter Auftrag führte zu einer deutlichen Erhöhung des Dampfdiffusionswiderstandes. Obwohl etwa die gleiche Menge wie beim ersten Auftrag appliziert wurde, stieg der Dampfdiffusionswiderstand überproportional an. Für das NBM2 war dieser Anstieg des Dampfdiffusionswiderstandes am größten, obwohl bei einmaligem Auftrag eher geringere Werte erzielt wurden. Die deutlichere Zunahme bei einem zweiten Auftrag ist auf das bessere Benetzungsverhalten des NBM2 zurückzuführen. Während NBM1 und NBM3 auf dem hydrophoben Untergrund abperlten, konnte das NBM2 auf dem vorhandenen Wachsfilm spreiten. Bild 7.11 bis Bild 7.12 zeigen ESEM-Aufnahmen der NBM - Filme nach Ende der Diffusionsmessungen. Die theoretisch über den Feststoffgehalt und die Wachsichte bestimmte Filmdicke (Tabelle 7.5, rechte Spalte) stimmt gut mit den Messungen an den Aufnahmen überein (Bild 7.11). Es zeigt sich weiterhin, dass der Film nicht homogen ist, sondern Fehlstellen in Form von Rissen und Bereichen ohne Paraffinüberzug (Bild 7.12) aufweist.

<sup>44</sup> Dies erklärt sehr eindrucksvoll, wie die Selbstabdichtung des Betons funktioniert – durch das Fortschreiten der Austrocknungsfront entsteht eine bereits ausgetrocknete Schicht, deren Wasserdampfdiffusionswiderstand den darunter liegenden Beton vor einer zu starken Austrocknung schützt.

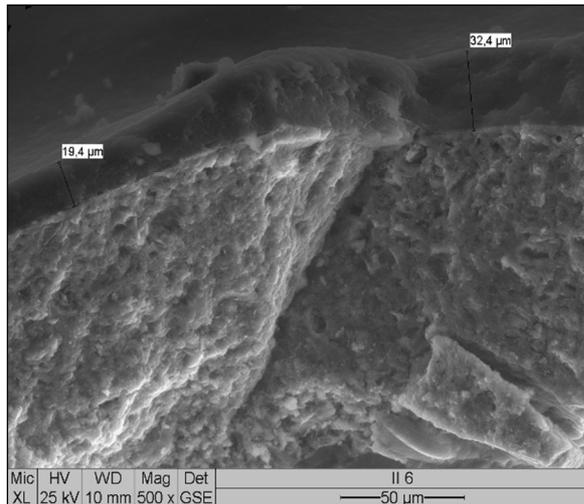


Bild 7.11: NBM1 – Film auf 3 mm dicker Mörtelschicht. Gemessene Filmdicke zwischen 18 und 35 µm.

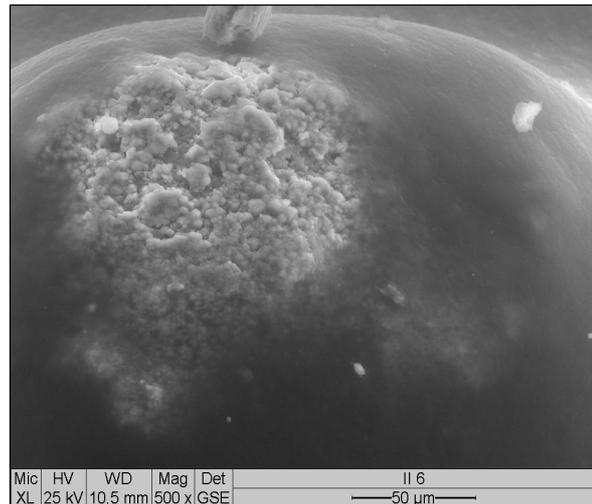


Bild 7.12: Fehlstelle im NBM1 – Film wird auf Erhöhung durch Texturierung unterbrochen.

Tabelle 7.5: Wasserdampfdiffusion durch Nachbehandlungsmittelfilme.

Material	Vornässen vor Auftrag der NBM	Auftrag	äquivalente Luftschichtdicke $s_d$ [m]	Wasserdampf-widerstandszahl $\mu$ [-]	Variationskoeffizient für $s_d$ und $\mu$ [%]	Dicke/Filmdicke <sup>1</sup> $d$ [µm]
Porenbeton	-	-	0,14	7	7,3	15000
Mörtelschicht	-	-	0,47	158	17,1	3000
NBM 1	nein	1-fach	0,49	17000	39,1	29
NBM 1	ja	1-fach	0,29	9300	24,8	30
NBM 1	nein	2-fach	2,10	37000	n.b. <sup>2)</sup>	57
NBM 1	nein <sup>3)</sup>	2-fach	1,00	18000	n.b. <sup>2)</sup>	54
NBM 2	nein	1-fach	0,21	11000	23,5	20
NBM 2	ja	1-fach	0,08	4600	13,8	26
NBM 2	nein	2-fach	1,90	57000	n.b. <sup>2)</sup>	35
NBM 2	nein <sup>3)</sup>	2-fach	1,73	45000	n.b. <sup>2)</sup>	57
NBM 3	nein	1-fach	0,45	10000	31,8	45
NBM 3	ja	1-fach	0,27	6800	33,8	40
NBM 3	nein	2-fach	2,42	35000	n.b. <sup>2)</sup>	80
NBM 3	nein <sup>3)</sup>	2-fach	1,30	18000	n.b. <sup>2)</sup>	71

<sup>1)</sup> rechnerische Filmdicke aus Auftragstragsmenge, Feststoffgehalt und Paraffindichte (0,9 g/cm<sup>3</sup>)

<sup>2)</sup> da nur noch 2 Probekörper verblieben

<sup>3)</sup> Verwendung der Proben, die vor dem ersten Auftrag vorgehäst wurden

#### 7.4.2 Wasserdampfdurchlässigkeit von Mörtel bei unterschiedlichem Alter

In Bild 7.13 sind die an Mörteln experimentell ermittelten Wasserdampfdiffusionswiderstandszahlen in Abhängigkeit der Erhärtungszeit dargestellt. Überraschenderweise zeigen die untersuchten Mörtel trotz unterschiedlicher Zementfrühfestigkeiten kaum Unterschiede. Unabhängig vom verwendeten Zement zeigt sich eine starke Zunahme der Wasserdampfdiffusionswiderstandszahl mit der Erhärtungszeit. Im Zeitraum zwischen 12 h und 28 d kommt es zu einer Vervielfachung der Wasserdampfdiffusionswiderstandszahl. Die größte Zunahme erfolgt innerhalb der ersten 48 Stunden. Dabei weisen die Mörtel mit CEM III/A (19,9) bzw. CEM II/B-S (27,9) offensichtlich ein schnelleres Ansteigen der Wasserdampfdiffusionswiderstandszahl auf. Dies könnte auf die deutlich höhere Mahlfineinheit dieser Zemente zurückzuführen sein. Dies bedingt in der Regel schon kurz nach dem Anmischen ein feineres Kapillarporensystem. Je feiner das Porensystem, desto schneller werden Wege durch Zementgelbildung blockiert und dem Wasserdampf wird ein größerer Widerstand entgegengesetzt.

### 7.4.3 Entwicklung der spezifischen Oberfläche der Mörtel

In Bild 7.14 ist die zeitliche Entwicklung der mittels Wasserdampfadsorption bestimmten spezifischen Oberfläche der Mörtel bei logarithmischer Skalierung der Zeitachse dargestellt. Im frühen Alter sind zum Teil deutliche Unterschiede in Abhängigkeit des verwendeten Zementes zu erkennen, wobei der Mörtel mit CEM I bereits nach 7 h Hydratation eine vergleichsweise hohe spezifische Oberfläche aufweist. Im Alter von 28 Tagen weisen alle drei Mörtel eine spezifische Oberfläche von ca. 25 m<sup>2</sup>/g auf. In [243] sind für ausgehärtete Mörtel und bei ähnlicher Versuchsdurchführung spezifische Oberflächen zwischen 48 m<sup>2</sup>/g und 66 m<sup>2</sup>/g ermittelt worden. Allerdings wurden diese Mörtel mit einem höheren Zementleimanteil angemischt. Das Volumenverhältnis zwischen Zementstein und Mörtel betrug in [243] zwischen 0,50 und 0,66. In den hier vorgestellten Untersuchungen beträgt es nur 0,40. Bezogen auf die Menge an Zementstein im Mörtel ergeben sich deshalb ähnliche Werte. Die Ergebnisse zeigen, dass vor allem während der frühen Hydratation eine schnelle Zunahme der spezifischen Oberfläche zu verzeichnen ist. Dies steht im Einklang mit Ergebnissen, die in [246] veröffentlicht wurden.

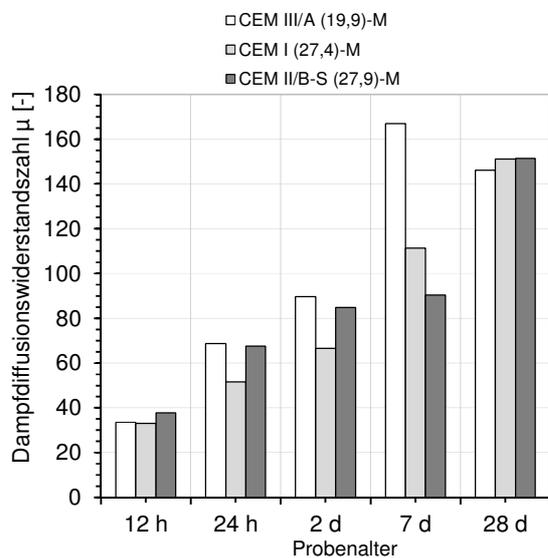


Bild 7.13: Einfluss des Probenalters auf die experimentell an Mörtel bestimmten Wasserdampfdiffusionswiderstandszahlen.

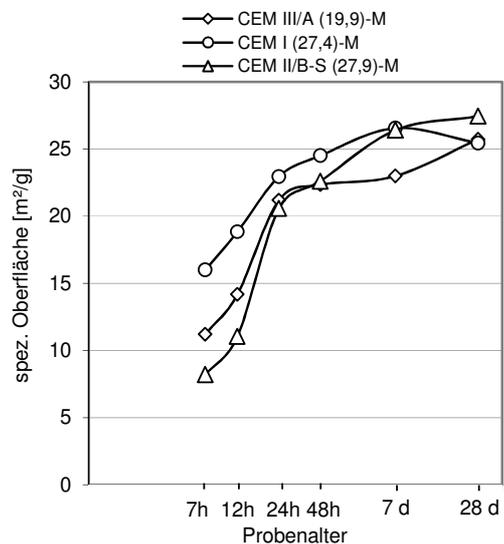


Bild 7.14: Entwicklung der spezifischen Oberfläche. Durch Messungen der Wasserdampfadsorption bei 20 °C und 22 % r. F.

### 7.4.4 Porengrößenverteilung

Anhand der zu verschiedenen Probenaltern ermittelten Porengrößenverteilungen wurden entsprechend der Porengrößenklassifikation (Tabelle 7.6) nach [155] die Anteile an Gelporen sowie der Mikro-, Meso-, und Makrokapillaren ermittelt. Der hydraulische Radius kann dabei nach [155] als die Hälfte des Porenradius aus der Quecksilberhochdruckporosimetrie angesetzt werden.

Tabelle 7.6: Porenklassifikation nach Setzer [155].

	$r_{\text{hyd}} [\mu\text{m}]$				
			$r_{\text{hyd}}$		
Gelporen			$r_{\text{hyd}}$	$\leq$	0,03
Mikrokapillaren	0,03	<	$r_{\text{hyd}}$	$\leq$	1
Mesokapillaren	1	<	$r_{\text{hyd}}$	$\leq$	30
Makrokapillaren	30	<	$r_{\text{hyd}}$	<	1000

Die zeitliche Entwicklung der Porenanteile für die Mörtel CEM III/A (19,9) und CEM II/B-S (27,9) sind beispielhaft in Bild 7.15 und Bild 7.16 dargestellt. Vergleichend sind in Bild 7.17 und Bild 7.18 die Entwicklung der Porenanteile für zwei verschiedene Mörtel des CEM II/B-S

(16,8) dargestellt (Hier fehlt allerdings der Wert im Alter von 7 Tagen). Einer dieser Mörtel enthält, analog der Betonrezeptur eine Menge von 5 Prozent Kalksteinmehl, bezogen auf die Zementmenge. Der andere Mörtel wurde ohne Kalksteinmehl hergestellt. Aus den Ergebnissen wird ersichtlich, dass trotz der deutlichen Unterschiede in der Frühfestigkeit (die 2 d-Zementdruckfestigkeit des CEM III/A (19,9) ist um ca. ein Drittel geringer als die des CEM II/B-S (27,9), nur verhältnismäßig geringe Unterschiede in den Porositäten auftreten. Die größten Veränderungen während der Erhärtung treten für die Gelporen und die Mikrokapillaren auf. Der Gehalt an Mikrokapillaren nimmt über die Zeit kontinuierlich ab, wobei die stärkste Abnahme in der frühen Hydratation auftritt. Die Gelporosität nimmt wie erwartet mit dem Hydratationsalter zu.

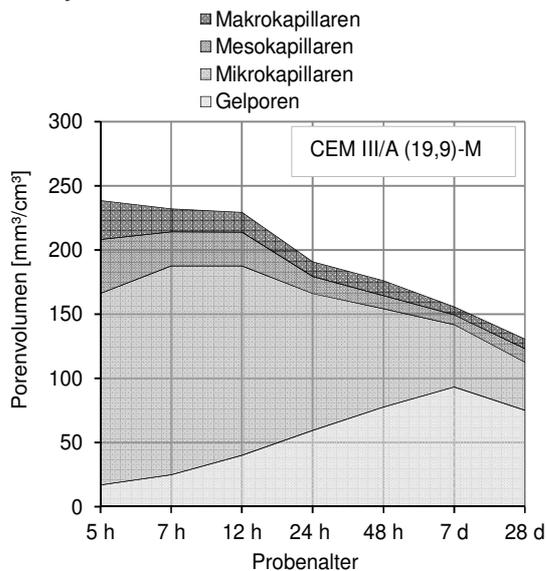


Bild 7.15: Zeitliche Entwicklung der Porenanteile im Mörtel CEM III/A (19,9)-M (konservierte Lagerung).

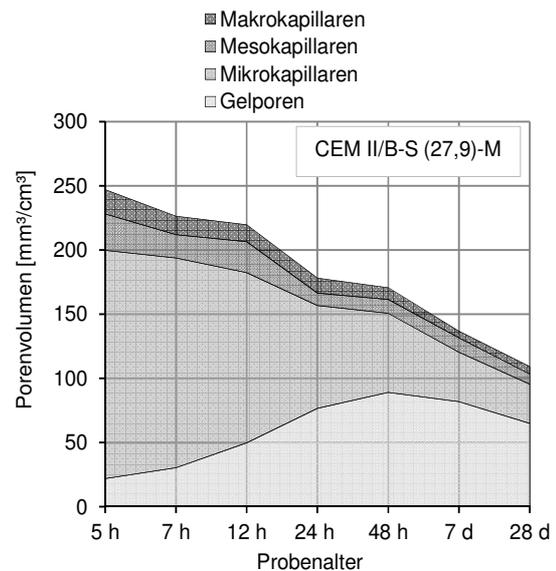


Bild 7.16: Zeitliche Entwicklung der Porenanteile im Mörtel CEM II/B-S (27,9)-M (konservierte Lagerung).

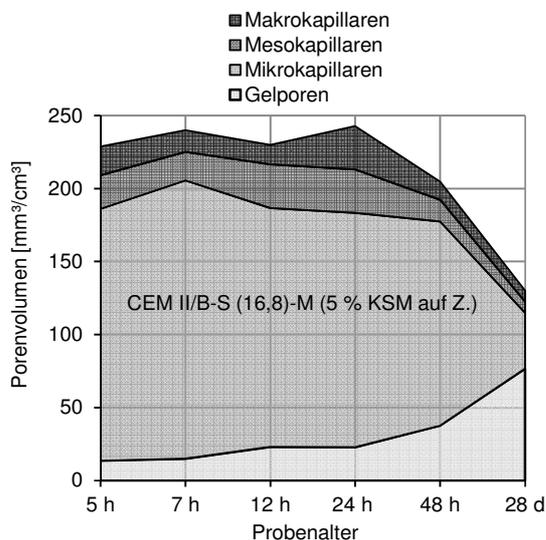


Bild 7.17: Zeitliche Entwicklung der Porenanteile im Mörtel CEM II/B-S (16,8)-M der analog der Betonrezeptur unter Verwendung von 5 % Kalksteinmehl bezogen auf den Zement hergestellt wurde. (konservierte Lagerung).

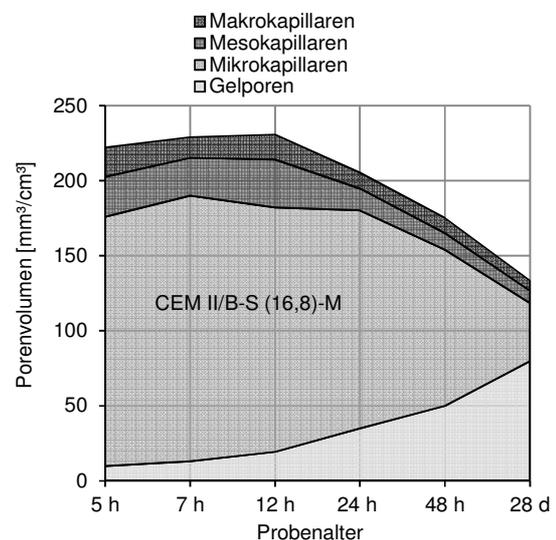


Bild 7.18: Zeitliche Entwicklung der Porenanteile im Mörtel CEM II/B-S (16,8)-M (ohne Kalksteinmehl). (konservierte Lagerung).

Allerdings wurde im Alter von 28 d bzw. ab einem Alter von 2 - 7d eine Abnahme der Gelporosität festgestellt. Dies ist sehr wahrscheinlich auf die Messmethode zurückzuführen. Mit zunehmenden Hydratationsalter wird das Zementsteingefüge so dicht, dass die feinsten Poren unter den Untersuchungsbedingungen nicht mehr mit Quecksilber gefüllt werden können.

Auch eine Verlängerung der Druckintervalle konnte das Ergebnis nicht verbessern. Für die beiden Mörtel unter Verwendung des Zementes mit der geringsten Frühfestigkeit zeigt sich ein etwas anderes Bild. Bei diesem Mörtel nimmt die Mikrokapillarporosität langsamer ab und analog dazu die Gelporosität langsamer zu. Es scheint zudem, dass auch der Anteil an Makro- und Mesokapillaren langsamer abnimmt. Dies führt in der Summe dazu, dass bei diesen Mörteln die Porosität innerhalb der ersten 12 Stunden kaum abnimmt.

#### 7.4.5 Experimentell bestimmter Feuchteleitkoeffizient

Der Feuchteleitkoeffizient konnte nur an den Mörteln unter Verwendung von drei verschiedenen Quarzmehlen bestimmt werden. Aus den Messungen des Feuchtegehaltes über die Probentiefe wurden Austrocknungskurven erstellt. Da diese Kurven zum Teil sehr starken Schwankungen unterworfen waren, musste in einem Zwischenschritt der Kurvenverlauf geglättet werden, bevor eine Berechnung des Feuchteleitkoeffizienten erfolgen konnte. Aus den so erhaltenen Trocknungskurven über die Zeit konnte der Feuchteleitkoeffizient nach Krischer berechnet werden [48]. Die berechneten Ergebnisse zeigt Bild 7.19. Zu Beginn der Austrocknung (nahezu gesättigt) weisen die Mörtel einen Feuchteleitkoeffizienten von ca.  $1 \cdot 10^{-3}$  bis  $5 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{h}$  ( $2,8 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$  bis  $1,4 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ ) auf. Bei hoher Sättigung wirken sich die unterschiedlichen Mahlfeinheiten offensichtlich nicht so stark aus. Mit abnehmendem Feuchtegehalt scheint sich bei Verwendung der feineren Quarzmehle der Feuchteleitkoeffizient tendenziell schneller zu verringern. Die starken Streuungen der Ergebnisse bei einer gravimetrischen Bestimmung des Feuchteleitkoeffizienten lassen aber belastbare Aussagen diesbezüglich nicht zu.

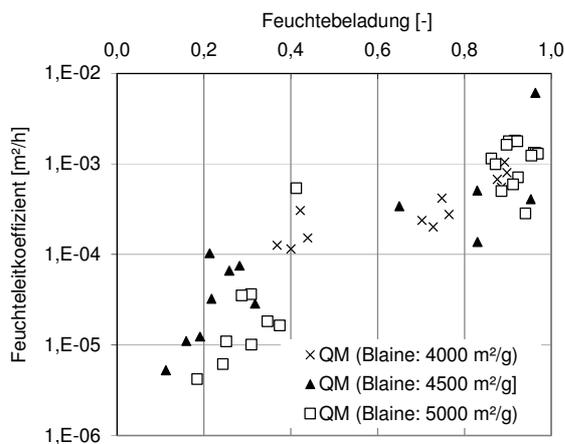


Bild 7.19: Feuchteleitkoeffizienten der Frischmörtel unter Verwendung von Quarzmehlen unterschiedlicher Feinheit in Abhängigkeit vom Feuchtegehalt

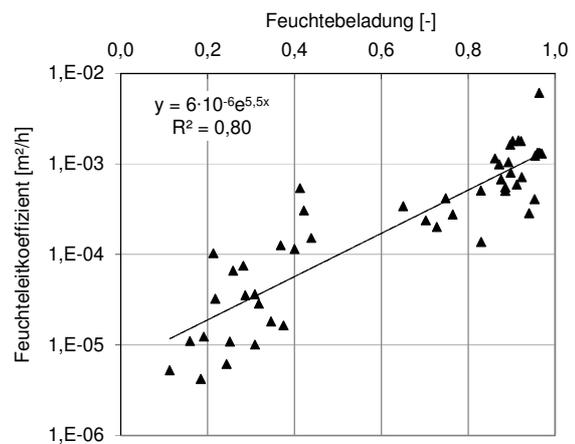


Bild 7.20: Feuchteleitkoeffizienten durch Trendlinienbestimmung aller Werte aus Bild 7.19.

## 7.5 Rechnerische Ableitung von Transport- und Speicherkenngrößen

### 7.5.1 Zeitliche Entwicklung des Wasserdampfdiffusionswiderstandes von Mörtel

Gaber hat sich in [247] mit dem Einfluss der Porengrößenverteilung von Mörteln auf den Transport von Wasser, Chlorid und Sauerstoff beschäftigt. Für die Diffusion von Sauerstoff gibt er 3 Gleichungen an, mit denen der Diffusionskoeffizient abgeschätzt werden kann. Um einen Zusammenhang zwischen Porenradienverteilung und Diffusion zu erarbeiten, geht Gaber zwar von den physikalischen Grundlagen aus, sein Ansatz ist aber letztlich empirisch. Dafür berechnet er für eine gegebene Porenradienverteilung einen Äquivalenzradius (Gl. 7.38).

$$r_e^{0,5} = \frac{\int \frac{dV}{dr} \cdot r^{0,5} \cdot dr}{\int \frac{dV}{dr} \cdot dr} \quad \text{Gl. 7.38}$$

mit:

$r_e$	- Äquivalenter Radius	[nm]
$r$	- Porenradius	[nm]

Diesen Äquivalenzradius verwendete er in den von ihm aufgestellten Gleichungen, in denen er weitere Einflussfaktoren berücksichtigt. Konstanten in seinen Gleichungen ermittelte er über Korrelationsrechnungen mit seinen experimentellen Werten. Durch die Verwendung des Äquivalenzradius mit einem Exponenten von 0,5 versucht Gaber zu berücksichtigen, dass in zementgebundenen Materialien weder reine Effusion noch reine Diffusion, sondern ein Mischtransport stattfindet (Vgl. Abschnitt 7.2.3). Auf Grundlage der Gleichungen von Gaber wurden für die Bestimmung des Wasserdampfdiffusionsleitkoeffizienten aus den Porenradienverteilungen die Gleichungen (Gl. 7.39 und Gl. 7.40) abgeleitet. Die enthaltenen Faktoren und Exponenten wurden durch Vergleich mit den an Mörtelscheiben experimentell ermittelten Wasserdampfdiffusionsleitkoeffizienten (Vgl. Abschnitt 7.4.2) abgeschätzt. Die beste Korrelation ergab sich dabei, wenn abweichend von den Gleichungen aus [247] der äquivalente Radius nicht mit dem Exponenten 0,5 verwendet wurde. Der Einfluss des Feuchtegehaltes, den Gaber noch in seinen Gleichungen berücksichtigt hat, ist in (Gl. 7.39 und Gl. 7.40) nicht mehr enthalten, da die experimentellen Werte an Dry-Cups gewonnen wurden.

$$\delta = 0,03 \cdot \varepsilon \cdot r_e^{0,93} \quad \text{Gl. 7.39}$$

$$\delta = 0,51 \cdot \varepsilon^{1,57} \cdot r_e^{0,65} \quad \text{Gl. 7.40}$$

mit:

$r_e$	- Äquivalenter Radius (Gl. 7.38)	[nm]
$\delta$	- Wasserdampfleitkoeffizient der Probe $\times 10^{-12}$	$\left[ \frac{\text{kg}}{\text{m} \cdot \text{s} \cdot \text{Pa}} \right]$
$\delta_a$	- hier: Diffusionsleitkoeffizient von Wasserdampf in Luft (Gl. 7.33)	$\left[ \frac{\text{kg}}{\text{m} \cdot \text{s} \cdot \text{Pa}} \right]$
$\varepsilon$	- Gesamtporosität	[-]
$\mu$	- Diffusionswiderstandszahl	[-]

$$\mu = \frac{\delta_a}{\delta} \quad \text{Gl. 7.41}$$

In Tabelle 7.7 erfolgt eine Gegenüberstellung der experimentell bestimmten Wasserdampfdiffusionswiderstandszahlen und der Wasserdampfdiffusionszahlen, die mit Gl. 7.39 und Gl. 7.40 aus der Porengrößenverteilung abgeschätzt wurden. Man erkennt, dass im jungen Alter gute Übereinstimmungen erreicht werden. Bei älteren Proben sind die Unterschiede etwas größer. Insgesamt ist die Übereinstimmung für die meisten Versuche zufriedenstellend. Tabelle 7.8 enthält berechnete Werte für weitere Mörtel unter Verwendung von Zementen aus dieser Arbeit. Die Ergebnisse zeigen, dass unter Verwendung des sehr langsam reagierenden Zementes (CEM II/B-S (16,8)) der Wasserdampfdiffusionswiderstand langsamer ansteigt. Innerhalb der ersten 12 h sind die Unterschiede allerdings noch sehr gering. Erst mit der weiteren Hydratation zeigen Mörtel mit schnell reagierenden Zementen eine schnellere Steigerung des Diffusionswiderstandes. Nach 28 Tagen Hydratation sind diese Unterschiede immer noch zu erkennen. Auch für den CEM I (21,8) nimmt der Diffusionswiderstand mit der Zeit nur langsam zu. Insgesamt bleibt aber anzumerken, dass es sich bei den zugrundeliegenden Quecksilberhochdruckporosimetrieuntersuchungen um Einzelmessungen handelt, die zwar an mehreren Bruchstücken gewonnen wurden, aber letztlich nur eine Probe repräsentieren. Stichprobenartige Wiederholungsmessungen haben zwar eine gute Übereinstimmung ergeben (Schwankung der  $\mu$ -Werte bei 12 h und 48 h zwischen 4 bis 9 %), dennoch sind die Ergebnisse noch mit einer gewissen Unsicherheit behaftet.

In [248] wurde die Dampfdiffusionswiderstandszahl für einen Beton C 20/25 bei verschiedenen Luftfeuchten untersucht. Da bekannt ist, dass die Betonzusammensetzung der Randzone von der des Kernbetons abweicht, wurde zudem überprüft, wie sich die Dampfdiffusionswiderstandszahl ändert, wenn die Proben in unterschiedlicher Entfernung von der Randzone entnommen werden. Die Ergebnisse zeigen, dass die Diffusionswiderstandszahl des Kernbetons ( $\mu = 125$ ) etwa 25 % größer ist, als im Randbereich ( $\mu = 100$ ). Rucker-Gramm gibt dagegen deutlich höhere Werte für Betone mit w/z-Werten zwischen 0,45 bis 0,6 an [243]. Ihrer Werte (Trockenverfahren nach [249]) schwanken zwischen  $\mu = 190$  bis  $\mu = 6400$ . Die hier bestimmten Ergebnisse reihen sich zwischen den Ergebnissen von Holm und Rucker-Gramm ein.

Tabelle 7.7: Zeitliche Änderung der experimentellen und aus Porengrößenverteilung ermittelten Wasserdampfdiffusionskoeffizienten  $\mu$  unter Verwendung von Gl. 7.39 und Gl. 7.40.

Probe	Alter	$\mu$ - Wert experimentell	$\mu$ -Wert mit Gl. 7.39 berechnet	$\mu$ -Wert mit Gl. 7.40 berechnet
CEM III/A (19,9)	12 h	34	37	32
	24 h	69	58	58
	2 d	90	64	68
	7 d	(167)	96	112
	28 d	146	88	118
CEM I (27,4)	12 h	33	39	35
	24 h	52	56	57
	2 d	67	71	80
	7 d	111	84	109
CEM II/B-S (27,9)	12 h	38	44	39
	24 h	68	64	67
	2 d	85	72	78
	7 d	90	103	133
	28 d	151	116	178

Tabelle 7.8: Anhand Gl. 7.40 berechnete Wasserdampfdiffusionswiderstandszahlen für Mörtel mit verschiedenen Zementen.

Alter	berechnete Wasserdampfdiffusionswiderstandszahl $\mu$					
	CEM II/B-S (16,8)-M 5% KSM	CEM II/B-S (16,8)-M	CEM I (21,8)-M	CEM I (27,4)-M	CEM II/B-S (27,9)-M	CEM III/A (19,9)-M
5 h	27	27	15	21	25	20
7 h	29	30	21	27	35	29
12 h	31	27	24	35	39	32
24 h	46	47	49	57	67	58
2 d	63	64	66	80	78	68
7 d			106	109	133	112
28 d	126	129	120	160	178	118

## 7.5.2 Feuchtespeicherfunktion (Sorptionsisotherme)

Die Feuchtespeicherfunktion wird in Anlehnung an [243] berechnet. Dazu wird die gespeicherte Feuchtigkeitsmenge bis zu einer relativen Luftfeuchte von 75 % mit (Gl. 7.36 und Gl. 7.37) unter Verwendung der gemessenen spezifischen Oberflächen abgeschätzt. Ab einer relativen Luftfeuchte von 75 % wird der weitere Verlauf der Feuchtespeicherfunktion mittels Porengrößenverteilung ermittelt. Dazu werden alle Poren als gefüllt betrachtet, die kleiner bzw. gleich dem Grenzradius (Gl. 7.42) sind. Diese Rechnung wird bis zu einer relativen Luftfeuchtigkeit von 95 % fortgesetzt. Der weitere Verlauf der Feuchtespeicherfunktion über 95 % r. F. hinaus, wird durch lineare Verbindung bis zur Gesamtporosität aus der Porengrößenverteilung erstellt. Die hier vorgestellte Abschätzung der Feuchtespeicherfunktion weicht von der in [243] vorgestellten ab. Rucker-Gramm setzt (Gl. 7.36 und Gl. 7.37) nur bis 50 % r. F. an, da ab größeren relativen Luftfeuchten im Zementstein die Wasseraufnahmen verstärkt durch Kapillarkondensation bestimmt wird. Der reine Ansatz von adsorptiver Feuchtigkeitsaufnahme bis zu einer relativen Feuchte von 75 % erfolgt, da aufgrund des maximalen Intrusionsdruckes von 206 MPa bei der hier verwendeten Quecksilberhochdruckporosimetrie nur Poren mit einem Radius größer 3,6 nm erfasst werden. Solche Poren werden erst bei 75 % r. F. durch Kapillarkondensation gefüllt. Anderenfalls würde die Feuchtespeicherfunktion im Bereich zwischen 50 – 75 % r. F. waagrecht verlaufen.

$$r_{\text{Kond}}(\varphi) = \frac{-2 \cdot \sigma \cdot \cos \Theta}{\ln(\varphi) \cdot R_D \cdot \rho_w \cdot T} \quad \text{Gl. 7.42}$$

mit:

$r_{\text{Kond}}(\varphi)$	- Kapillarradius, bis zu dem bei gegebenem $\varphi$ Kapillarkondensation stattfindet	[m]
$\varphi$	- Relative Luftfeuchtigkeit	[-]
$R_D$	- Spezielle Gaskonstante – Wasserdampf 461,5	$[\frac{J}{kg \cdot K}]$
$T$	- Temperatur	[K]
$\Theta$	- Randwinkel zwischen Wasser und Feststoff (Annahme 0°)	
$\rho_w$	- Dichte des Wassers	kg/m <sup>3</sup>

In Bild 7.21 sind die erhaltenen Ergebnisse für den Mörtel CEM I (27,4) - M dargestellt. Ein Vergleich mit Angaben aus der Literatur [243] zeigt, dass für den Mörtel CEM I (27,4) – M unter Berücksichtigung des Volumenverhältnisses zwischen Zementleim und Mörtel ähnliche Sorptionsfeuchtegehalte ermittelt wurden. Die von Rucker-Gramm ermittelte höhere hygroskopische Feuchtespeicherung (bis 95 % r. F.) ist auf einen höheren Zementleimanteil zurückzuführen. Die Mörtel CEM III/A (19,9) – M und CEM II/B-S (27,9) – M zeigen ähnliche Feuchtespeicherfunktionen wie der CEM I (27,4) - M. Dies war aufgrund der geringen Unterschiede zwischen den spezifischen Oberflächen und den Porengrößenverteilungen der untersuchten Mörtel zu erwarten.

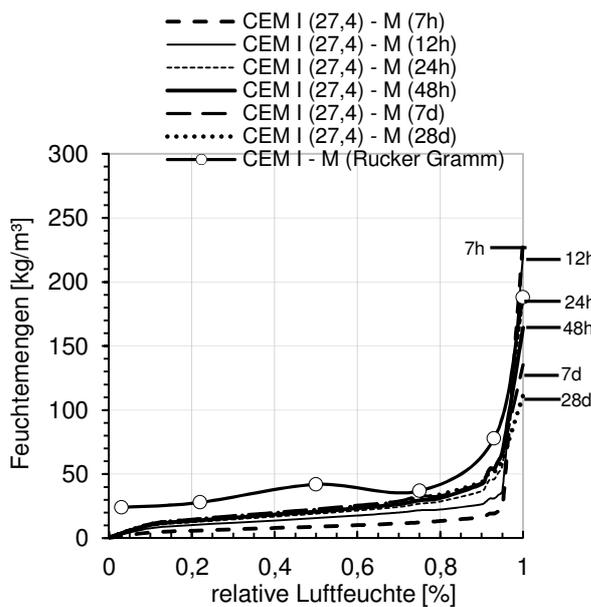


Bild 7.21: Änderung der Feuchtespeicherfunktion für den Mörtel CEM I (27,4) – M.

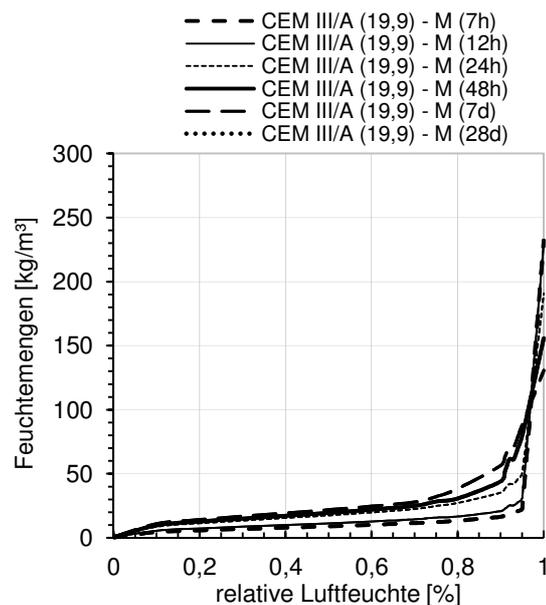


Bild 7.22: Änderung der Feuchtespeicherfunktion für den Mörtel CEM III/A (19,9) – M.

Wie oben bereits beschrieben, bringt die Verwendung des Kieflpotentials als Feuchtespeicherfunktion einige Vorteile mit sich. Aus diesem Grund wurden unter Verwendung der Sorptionsisothermen und der Porenradienverteilungen gemäß dem Vorgehen aus Abschnitt 7.2.4 die Feuchtespeicherfunktion als Kieflpotential erstellt. Die Ergebnisse zeigen Bild 7.23 und Bild 7.24. Wie später noch gezeigt wird, stellt das Kieflpotential für die zu berücksichtigenden Transportprozesse das treibende Potential dar (vgl. Gl. 7.52). Für eine numerische Berechnung wird deshalb als Startwert kein Anfangswassergehalt angegeben, sondern ein Anfangspotential bezogen auf die zu Beginn der Betrachtung geltende Feuchtespeicherfunktion. Dies stellt de facto auch einen Wassergehalt dar. Da für den Zeitpunkt Null (Einbringen des Betons) eine Feuchtespeicherfunktion nicht bestimmt wurde, kann das Startpotential nicht unter Verwendung des Anmachwassergehaltes bestimmt werden. Aus den Untersu-

chungen liegt erst eine Abschätzung der Feuchtespeicherfunktion für das äquivalente Mörtelalter von 7h vor. Würde man diese zugrunde legen, ergäbe sich unter Berücksichtigung der Rezeptur (vgl. 7.3.1) ein Potential von 1,33. Dies würde bedeuten, der Mörtel wäre inklusive aller Luftporen voll gesättigt<sup>45</sup>. Da dies für einen frisch angemischten und jungen Mörtel nicht möglich ist, kann dieser Weg zur Festlegung des Startpotentials nicht bestritten werden. Folgende Überlegungen sollen zur Festlegung des Startpotentials herangezogen werden. Zwischen der Höhe des Startpotentials und den gefüllten Poren besteht ein enger Zusammenhang (vgl. Gl. 7.52). Das heißt, das Startpotential wird durch die Größe der wasser-gefüllten Poren nach dem Anmischen bestimmt. Die mittlere Wasserfilmdicke gemäß Gl. 2.1 gibt einen ersten Anhaltspunkt, mit welchem wassergefüllten Porengrößen im frischen Zustand zu rechnen ist. Die mittlere Wasserfilmdicke bei einem w/z-Wert von 0,44 und den in Tabelle 3.1 angegebenen Mahlfeinheiten liegt zwischen 0,9 bis 1,5  $\mu\text{m}$ . Dies muss definitionsgemäß in erster Näherung dem mittlerem mit wassergefülltem Porendurchmesser im frischen Mörtel entsprechen. Ein Potential von 1,22 entspricht einem Gefüge, bei dem die größten mit Wasser gefüllten Poren einen Durchmesser von ca. 15  $\mu\text{m}$  besitzen<sup>46</sup>. Dieses Maximum erscheint bei einem mittleren Porenradius von ca. 1  $\mu\text{m}$  plausibel. Unter Beachtung der Größenverhältnisse in Bild 3.33 wird eine maximale Porengröße zwischen den Zementkörnern von ca. 15  $\mu\text{m}$  bestätigt. Weitere Betrachtungen untermauern die Wahl des Startpotentials von 1,22. So entspricht dieses Potential (unter Zugrundelegung der Potentialfunktion im Alter von 7 h) einem freien Wassergehalt von ca. 200  $\text{l/m}^3$ . Bei der Herstellung wurden ca. 233  $\text{l/m}^3$  verwendet. Die Differenz von 3,3 Vol.-% ist auf nicht erfasstes chemisch gebundenes Wasser und auf plastisches Schwinden der sehr jungen und scharf getrockneten Mörtelproben zurück zu führen. Vor dem Hintergrund, dass Annahmen und Vereinfachungen für die vorliegenden Betrachtungen generell unvermeidbar sind, ist diese Abweichung vertretbar.

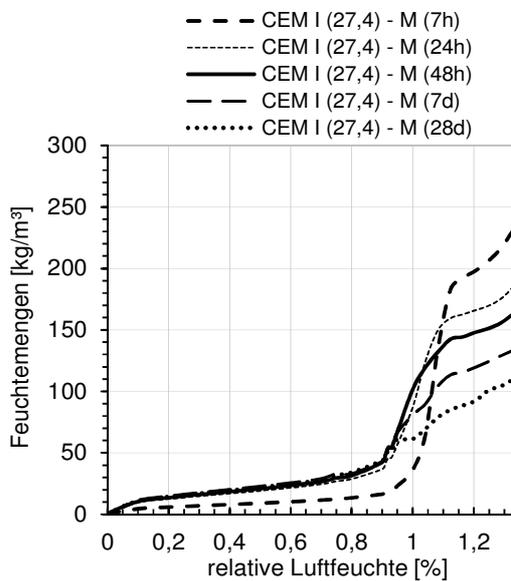


Bild 7.23: Änderung der Feuchtespeicherfunktion als Kießpotential für den Mörtel CEM I (27,4) – M.

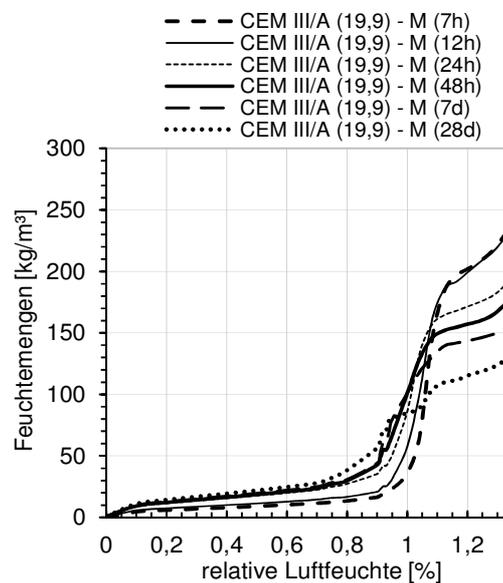


Bild 7.24: Änderung der Feuchtespeicherfunktion als Kießpotential für den Mörtel CEM III/A (19,9) – M.

<sup>45</sup> Dies ergibt sich, weil die Kießpotentialfunktion im Bereich ab 0,95 aus der Porenradienverteilung mittels Quecksilberhochdruckporosimetrie ermittelt wird. D.h., das höchste Potential kann nur erreicht werden, wenn alle bei der Quecksilberhochdruckporosimetrie erfassten Poren mit Wasser gefüllt sind.

<sup>46</sup> Durch Umstellen der Gl. 7.8 nach r.

### 7.5.3 Abschätzung des Feuchteleitkoeffizienten aus der Porenradienverteilung

Um den Einfluss der Hydratation auf den Feuchte-transport zu erfassen, müssen Kenngrößen verwendet werden, die den Gefügestand zu einem bestimmten Hydratationsgrad wiedergeben und die dann Rückschlüsse auf den Transportkoeffizienten und seine Feuchteabhängigkeit zulassen. Hierzu kann die Porenradienverteilung herangezogen werden. [48] hat dazu anhand eines theoretischen Kapillarbündels einen Berechnungsalgorithmus entwickelt. Das Kapillarenbündel besteht aus Kapillaren, die in Querrichtung widerstandslos miteinander verbunden sind. Aus der Porenradienverteilung wird errechnet, wie viele Kapillaren eines Durchmessers im Bündel vorhanden sein müssen, um mit dem Modell das Porengefüge eines realen Materials abbilden zu können. Für die hier näher betrachteten Mörtel wurde dieser Berechnungsalgorithmus in [240, 250] verwendet. Relevante Ergebnisse sind jedoch nur mittels eines zusätzlichen Korrekturfaktors möglich. Dieser steigt zudem mit zunehmender Feinheit des Porensystems an [48], so dass eine Verwendung für in der Erhärtung befindliche Baustoffe nicht sinnvoll erscheint. Eine weitere Methode zur Bestimmung des Feuchteleitkoeffizienten stellte Neiß in [251] vor. Er untersuchte die Eislinsenbildung in Böden und befasste sich in diesem Zusammenhang mit der Wasserleitfähigkeit von verschiedenen Böden. Während Krischer bei seiner Berechnung von einem einzigen Kapillarbündel ausgeht, schaltet Neiß bis zu fünf Kapillarbündel hintereinander und kann damit erfassen, dass gefüllte Poren in bereits entleerte Poren münden und deshalb nicht mehr am Transport teilnehmen können. Da aber auch hier Korrekturfaktoren notwendig sind und der Rechenaufwand bei fünf hintereinander geschalteten Kapillarbündeln sehr groß ist, wird dieser Weg nicht weiter beschritten.

### 7.5.4 Weitere Wege zur Bereitstellung des Feuchteleitkoeffizienten

Bazant und Najjar [235] haben mittels Werten aus der Literatur die Feuchteleitfähigkeit im jungen Alter ermittelt. Die Betone, die den Werten zugrunde lagen, hatten aber meist ein Alter von sieben und mehr Tagen. Für die Feuchteleitfähigkeit im sehr frühen Alter und ihre Änderung durch die Hydratation werden von Bazant nur Werte aus einer einzelnen Quelle angegeben. Die Berechnungen von Bazant und Najjar ergaben, dass die Feuchteleitfähigkeit vom zweiten Tag bis zum fünften Tag um das 1,5-fache abnimmt.

In [252] wurde für erhärtenden Mörtel anhand gemessener ortsabhängiger elektrolytischer Leitfähigkeiten die innere relative Luftfeuchtigkeit abgeschätzt und daraus die Feuchteleitfähigkeit berechnet. Der Versuchsaufbau war jedoch so gewählt, dass auch die Hydratation Einfluss auf die Feuchtegehalte nahm. Die zur Berechnung der Feuchteleitfähigkeit ermittelten Trocknungskurven sind deshalb nicht ausschließlich durch kapillare Wasserbewegungen entstanden. Des Weiteren wurden bei der Berechnung die Feuchteabhängigkeit des Transportkoeffizienten vernachlässigt und nur auf das Erhärtungsalter bezogen. Der ermittelte Koeffizient ändert sich zwischen dem 1. bis 15. Tag von  $70 \cdot 10^{-12}$  auf  $19 \cdot 10^{-12}$  m<sup>2</sup>/s. Dieser Wert ist als sehr niedrig anzusehen und ist sehr wahrscheinlich auf die Vermischung der Einflüsse aus Hydratation und Trocknung zurückzuführen. Für ausgehärteten Mörtel schwankt der Transportkoeffizient je nach Wassersättigung zwischen  $10^{-7}$  (hohe Sättigung) und  $10^{-10}$  m<sup>2</sup>/s (geringe Sättigung) [243].

Eine Kenngröße, die für Beton, Mörtel und Zementstein oft bestimmt wird, ist die Durchlässigkeit gegenüber Wasser unter konstant anliegendem Druck [237, 21]. Die Wasserdurchlässigkeit wird in m/s angegeben und dient z. B. auch zur Charakterisierung der Durchlässigkeiten von Böden oder Fels. Gl. 7.43 gibt den Volumenstrom an, der durch eine Probe mit der Länge  $l$ , dem Fließquerschnitt  $A$  und der Wasserdurchlässigkeit  $k_f$  fließt, wenn eine Druckdifferenz von  $\Delta p$  anliegt.

$$\dot{m} = \frac{k_f \cdot A \cdot \Delta p}{l \cdot g \cdot \rho_w} \quad \text{Gl. 7.43}$$

mit:

A	- Querschnittsfläche in Transportrichtung z	[m <sup>2</sup> ]
$k_f$	- Wasserdurchlässigkeit	[m/s]
$\Delta p$	- Angelegter Druckgradient	[Pa]
$\dot{m}$	- Volumenstrom	[m <sup>3</sup> /s]
l	- Transportlänge (Stärke der Schicht, durch die das Wasser gedrückt wird)	[m]
$\rho_w$	- Dichte des Wassers	[kg/m <sup>3</sup> ]

Ein Vergleich der Darcy-Strömung gemäß Gl. 7.43 mit dem Diffusionsansatz zum kapillaren Feuchte-transport nach Krischer Gl. 7.1 zeigt eine große Ähnlichkeit zwischen beiden Formeln. Bei der Darcy-Strömung ist das treibende Potential der Druckunterschied, während bei Krischer der Gradient im Wassergehalt den Transport bewirkt. Letztlich entsteht jedoch infolge eines Wassergehaltsgradienten ebenfalls eine Druckdifferenz, da in einem homogenen porösen Stoff, der nicht gesättigt ist Menisken in den Poren entstehen, die einen Unterdruck im Porensystem erzeugen und so zu einem Flüssigkeitstransport führen. Bei der Ermittlung der Wasserdurchlässigkeit sind alle Poren am Transport beteiligt, das heißt, sie sind alle mit Wasser gefüllt. Aus diesem Grund ist ein Vergleich zwischen Gl. 7.43 und Gl. 7.1 nur zu Beginn der Austrocknung eines gesättigten Körpers möglich – nämlich dann, wenn fast alle Poren gefüllt sind. Bei Kenntnis der Saugspannungskurve, die jedem kapillaren Unterdruck im Stoffgefüge einen Wassergehalt zuordnet, kann demnach eine Umrechnung von der Wasserdurchlässigkeit in den Feuchteleitkoeffizienten nach Krischer erfolgen. Der auf diese Weise erhaltene Feuchteleitkoeffizient gilt jedoch nur für den Beginn der Austrocknung. Die nachfolgenden Gleichungen geben das Vorgehen zur Umrechnung an.

$$\text{a) } \kappa \cdot A \cdot \frac{\Delta X}{l \cdot \rho_w} = \frac{k_f \cdot A \cdot \Delta p}{l \cdot g \cdot \rho_w} \quad \text{Gl. 7.44}$$

$$\text{b) } \kappa \cdot \Delta p \cdot \frac{\Delta X}{\Delta p} = \frac{k_f \cdot \Delta p}{g}$$

$$\text{c) } \kappa = \frac{k_f}{g \cdot \frac{\Delta X}{\Delta p}}$$

Der für die Umrechnung notwendige Differenzenquotient  $\Delta X/\Delta p$  gibt an, welche Druckdifferenz  $\Delta p$  bei einer Abnahme des Wassergehaltes um  $\Delta X$  entsteht. Eine grobe Abschätzung kann aus der Porengrößenverteilung erfolgen, wobei unter Verwendung von der Young-Laplace Gleichung der Kapillardruck für die Porenradien bestimmt wird, die durch den Wasserverlust entleert werden. Unter Verwendung der ermittelten Porengrößenverteilungen aus Abschnitt 7.4.4 ergeben sich Werte im Bereich von 0,001 bis 0,0001 kg/(m<sup>3</sup>·Pa). Anders ausgedrückt bedeutet dies, dass eine Verringerung des Wassergehaltes um 10 kg pro Kubikmeter Feststoff eine Druckdifferenz von 10000 bis 100000 Pascal im Porensystem erzeugt. Slowik [8] hat die Entwicklung des kapillaren Unterdruckes infolge Austrocknung an speziellen Probekörpern, aber auch an Brückenplatten und Verkehrsflächen messtechnisch ermittelt. Eine Auswertung dieser Ergebnisse zeigt, dass während der frühen Austrocknung

(nach Beendigung des Blutens) der Differenzenquotient  $\Delta X/\Delta p$  tatsächlich Werte zwischen 0,001 und 0,0001 annimmt. Um im Rahmen dieser Arbeit den Feuchteleitkoeffizienten nach Krischer aus der Wasserdurchlässigkeit zu berechnen, wird deshalb die Steigung der Saugspannungskurve  $\Delta X/\Delta p$  mit 0,0005 angenommen. Da die Steigung der Saugspannungskurve mit der Porengrößenverteilung variiert, stellt eine Umrechnung für verschiedene Mörtel und Betone mit einer konstanten Steigung der Saugspannungskurve eine Vereinfachung dar, die aber im Rahmen dieser Arbeit durchaus gerechtfertigt ist. Tabelle 7.9 gibt einen Überblick über Feuchteleitkoeffizienten, die aus Literaturangaben zur Wasserdurchlässigkeit von Zementstein, Mörtel und Beton mit Gl. 7.44 c) berechnet wurden.

Tabelle 7.9: Feuchteleitkoeffizienten verschiedenen Alters aus Literaturangaben zur Wasserdurchlässigkeit gemäß Gl. 7.44 c).

w/z	Material	Alter	$k_f$	$K$	Quelle
			m/s	m <sup>2</sup> /s	
0,70	Zementstein	fresh	2E-6	4,1E-4	[253]
0,70	Zementstein	5d	4E-10	8,2E-8	
0,70	Zementstein	6d	1E-10	2,0E-8	
0,70	Zementstein	8d	4E-11	8,2E-9	
0,70	Zementstein	13d	5E-12	1,0E-9	
0,70	Zementstein	24d	1E-12	2,0E-10	
0,45	Beton	1h	1,2E-8	2,5E-6	[42]
0,45	Beton	4h	5,0E-9	1,0E-6	
0,45	Beton	7h	1,0E-9	2,0E-7	
0,45	Beton	14h	1,0E-10	2,0E-8	
0,40	Zementstein	91d	5,8E-12	1,2E-9	[237]
0,50	Zementstein	91d	9,3E-11	1,9E-8	
0,40	Mörtel	91d	7,3E-13	1,5E-10	[237]
0,50	Mörtel	91d	2,6E-12	5,2E-10	
0,40	Beton	91d	1,4E-13	2,8E-11	[237]
0,50	Beton	91d	2,2E-13	4,4E-11	
0,40	Beton	fresh	5,4E-7	1,1E-5	[254]
0,40	Zementstein	fresh	3,8E-7	7,8E-6	
0,50	Zementstein	fresh	5,0E-7	1,0E-5	
0,50	Beton	fresh	8,2E-7	1,7E-5	
0,50	Mörtel	fresh	4,5E-7	9,2E-5	[254]
0,50	Mörtel	4,5h	0,5E-7	1,0E-5	

Assaad und Harb [254] fanden heraus, dass die Wasserdurchlässigkeit von frisch angemischtem Leimen, Mörteln und Betonen während des Wasserabstoßens (Bluten) verringert wird. Dies wird mit dem für das Bluten verantwortlichen Konsolidierungsvorgang der Zementkörner begründet. Der Einfluss des Blutens ist im Vergleich zum Abfall der Wasserdurchlässigkeit der mit dem Erstarren einsetzt, jedoch relativ gering. Ein Vergleich der Ergebnisse aus Tabelle 7.9 mit den Ergebnissen, die an Mörteln unter Verwendung verschiedener Quarzmehle gefunden wurden (Bild 7.19), offenbart, dass die experimentell an Quarzmehlmörteln bestimmten Feuchteleitkoeffizienten bei hoher Sättigung gut mit den berechneten Werten unter Verwendung der Ergebnisse aus [42] korrelieren. Die Feuchteleitkoeffizienten, die anhand von Ergebnissen aus [254] berechnet wurden, sind dagegen um eine Zehnerpotenz geringer.

### 7.5.5 Abschätzung des Feuchteleitkoeffizienten in dieser Arbeit

Bereits in den Abschnitten 7.5.3 und 7.5.4 wurden verschiedene Möglichkeiten erläutert, die eine Bestimmung oder Ableitung des kapillaren Feuchteleitkoeffizienten von Beton bzw. Mörtel ermöglichen. Sowohl die experimentelle, als auch die rechnerische Bestimmung des Feuchteleitkoeffizienten aus der Porenradialverteilung erwiesen sich als nicht praktikabel.

Die direkte Bestimmung der Feuchteleitfähigkeit (vgl. Abschnitt 7.4.5) lieferte nur für einen frischen Mörtel befriedigende Ergebnisse. Der Versuch, Anhaltswerte für den nahezu ausgehärteten Zustand zu berechnen, erbrachte mit der verwendeten gravimetrischen Messung nicht den erhofften Erfolg. Da zudem nur wenige Literaturangaben bezüglich des kapillaren Feuchteleitkoeffizienten im jungen Alter (wenige Stunden bis Tage) vorliegen, muss ein anderer Weg beschritten werden. Die Abschätzung des kapillaren Feuchteleitkoeffizienten aus der Porengrößenverteilung (vgl. Abschnitt 7.4.5) ergab ebenfalls keine zufriedenstellenden Ergebnisse. Unter Berücksichtigung des Hinweises von Krischer [48], dass die für eine Abschätzung notwendigen Korrekturfaktoren mit zunehmender Feinheit des Porensystems größer werden, macht die Schwierigkeiten dieser Methode deutlich. Damit fehlt aber nach wie vor ein Ansatz, mit dem die Verringerung der Feuchteleitfähigkeit aufgrund der Hydratation erfasst werden kann. Aus diesem Grund wird im Folgenden eine andere Methode zur Berechnungen der Feuchteleitkoeffizienten beschrieben. Diese baut zwar auf einer Reihe von Annahmen auf, erlaubt dafür aber eine einfache Übertragbarkeit auf verschiedene Zusammensetzungen.

Zunächst wird unter Zugrundelegung der Korngrößenverteilung des trockenen Mörtelgemisches die Wasserdurchlässigkeit im jungen Alter bei Sättigung abgeschätzt. Untersuchungen in [254] zeigten die grundsätzliche Anwendbarkeit einer solchen Abschätzung. Entgegen der dort verwendeten Formeln, wurde für diese Arbeit eine von Wittmann (1980) bereitgestellten Gleichung aus [255] verwendet (Gl. 7.45). Durch diese Vorgehensweise kann zudem der Einfluss der Zementfeinheit auf das anfängliche Wassertransportvermögen auf einfache Art und Weise berücksichtigt werden. Da einige experimentelle Werte für die Feuchteleitfähigkeit vorliegen (Abschnitt 7.4.5), wäre die nachfolgende Abschätzung nicht notwendig. Sie dient deshalb vor allem dazu, um für weitere Arbeiten eine Möglichkeit zur Bestimmung der Feuchteleitfähigkeit ohne aufwendige experimentelle Untersuchungen vorzustellen.

$$k_f = 0,0416 \cdot \frac{p^3}{(1-p)^2} \cdot d_w^2 \cdot cor_{Temp} \quad \text{Gl. 7.45:}$$

mit:

$k_f$	-	Wasserdurchlässigkeit	[m/s]
$p$	-	Porosität des frischen Mörtels hier: Abschätzung über Wassergehalt	[-]
$d_w = \frac{100\%}{\sum_i^n \frac{D_i}{d_i}}$	-	Wirksamer Korndurchmesser des trockenen Mörtelgemisches	[mm]
$D_i$	-	Durchgang durch das Sieb mit Maschenweite $d_i$	[%]
$cor_{Temp}$	-	Korrektur aus Temperatureinflusses auf dynamische Viskosität	[-]
$cor_{Temp} = \frac{1 + 0,0337 \cdot T + 0,00022 \cdot T^2}{1,359}$			Aus: [256]
$T$	-	Temperatur des Wassers	[°C]

Der Korrekturfaktor  $cor_{Temp}$  ist notwendig, da die ursprüngliche Formel von Wittmann nur für Wassertemperaturen von 10 °C Gültigkeit besitzt. Die ermittelte Wasserdurchlässigkeit kann unter Verwendung von Gl. 7.44 in den Feuchteleitkoeffizienten nach Krischer umgerechnet werden. In Tabelle 7.10 sind für einige Mörtel die berechneten Werte dargestellt. Die so ermittelte Feuchteleitfähigkeit ist die Leitfähigkeit, die der Mörtel zu Beginn der Austrocknung besitzt. Im weiteren Verlauf nimmt die Feuchteleitfähigkeit einmal aufgrund der Gefügeentwicklung infolge der Zementhydratation, aber auch aufgrund des zunehmenden Wasserver-

lustes deutlich ab. Beide Effekte müssen getrennt voneinander erfasst werden. Natürlich kann auch der in Abschnitt 7.4.5 experimentell bestimmte Feuchteleitkoeffizient als Grundlage für die weiteren Betrachtungen herangezogen werden. Für die mit inertem Quarzmehlen hergestellten Mörtel wurden Feuchteleitfähigkeiten im jungen Alter zwischen ( $2,8 \cdot 10^{-7} \text{m}^2/\text{s}$  bis  $1,4 \cdot 10^{-6} \text{m}^2/\text{s}$ ) ermittelt.

Tabelle 7.10: Für verschiedene Mörtel ( $w/z = 0,44$ ) aus der Korngrößenverteilung der trockenen Mörtelmischung berechneter Wasserdurchlässigkeitsbeiwert und Feuchteleitkoeffizient.

lfd. Nr.	Zement	Zementfeinheit (Blaine)	$d_w$	$k_f$	$\kappa$
		[ $\text{cm}^2/\text{g}$ ]	[ $\mu\text{m}$ ]	[ $\text{m/s}$ ]	[ $\text{m}^2/\text{s}$ ]
1	CEM III/A 42,5 N - NA	5020	3,9	1,0E-08	2,1E-06
2	CEM I 32,5 R	3080	5,3	1,8E-08	3,7E-06
3	CEM II/B-M (S-LL) 32,5 R-AZ	4720	4,5	1,3E-08	2,7E-06
4	CEM II/B-S 32,5 R	3680	4,7	1,4E-08	2,9E-06
5	CEM I 42,5 (sd)	3810	3,9	1,0E-08	2,0E-06
6	CEM II/B-S 42,5 N (st)	5080	3,7	8,9E-09	1,8E-06

Gemäß [223] kann die Abhängigkeit des Feuchteleitkoeffizienten vom Wassergehalt durch eine Exponentialfunktion dargestellt werden. Dies bestätigen auch die Untersuchungen in Abschnitt 7.4.5. Für die dort untersuchten Mörtel, bei denen der Zement zu 100 % durch inertes Quarzmehl ersetzt wurde, konnte der exponentielle Zusammenhang zwischen Wassergehalt und Feuchteleitfähigkeit erkannt werden. Gl. 7.46 gibt eine Exponentialfunktion an, welche die ermittelten Werte ausreichend genau wiedergibt (vgl. Bild 7.20). Gl. 7.47 zeigt die allgemeine Gleichung des Feuchteleitkoeffizienten in Abhängigkeit des Feuchtegehalts. Der Faktor  $a$  gibt dabei (logarithmischer Skalierung der Ordinate) die Verschiebung in Ordinatenrichtung an. Die Größe  $b$  bestimmt die Steigung bei logarithmischer Ordinatenkalierung. Auf das spezielle Problem bezogen, bedeutet ein großer Faktor  $a$ , dass ein Baustoff eine sehr geringe Feuchteleitfähigkeit hat. Die Größe  $b$  definiert, wie schnell die Feuchteleitfähigkeit mit sinkendem Wassergehalt abfällt.

$$\kappa(X) = 6 \cdot 10^{-6} \cdot e^{5,5 \cdot X} \quad \text{Gl. 7.46}$$

mit:

$\kappa(X)$	- Feuchteleitfähigkeit nach Krischer in Abhängigkeit des Feuchtegehaltes	[ $\text{m}^2/\text{s}$ ]
$X$	- Bezogener Feuchtegehalt	[-]

$$\kappa_{\text{äq}}(X) = a \cdot e^{b \cdot X} \quad \text{Gl. 7.47}$$

mit:

$a$	- Sorgt für eine Verschiebung der Exponentialfunktion entlang der Ordinate (Änderung durch Hydratation)	[-]
$b$	- Bestimmt, wie stark der Feuchteleitkoeffizient mit sinkendem Feuchtegehalt abnimmt. (Änderung durch Feuchtegehaltsänderung)	[-]

Ein Vergleich mit Ergebnissen aus [243, 223, 48] zeigt, dass Materialien mit einem größeren Porengefüge höhere Feuchteleitkoeffizienten aufweisen und dieser bei sinkendem Feuchtegehalt langsamer abnimmt. Je feiner das Porensystem, desto geringer die Feuchteleitfähigkeit und desto höher die Abhängigkeit vom Feuchtegehalt. Auch [235] erwähnt eine Quelle von Pihlajavaara, in der gezeigt wird, dass die Feuchteleitfähigkeit des Beton zwischen 70 – 100 % relative Luftfeuchtigkeit im Beton um mehrere Zehnerpotenzen abnimmt. Tabelle 7.11 gibt für verschiedene Materialien einen Überblick bezüglich der Größen  $a$  und  $b$  aus Gl. 7.47.

Tabelle 7.11: Werte a und b der Gl. 7.47 für verschiedene Materialien.

Material	a	b	Quelle
Porenbeton	$4 \cdot 10^{-6}$	4,6	[223]
Kalksandstein	$2,6 \cdot 10^{-10}$	13,6	[223]
Kalkzementputz	$1 \cdot 10^{-9}$	13,8	[223]
Mörtel	$5 \cdot 10^{-9}$	15	[243]
Beton	$5 \cdot 10^{-11}$	11	[243]

Um die Abnahme des Feuchteleitkoeffizienten durch die Hydratation zu erfassen, müssen die Größen a und b für verschiedene Hydratationsgrade vorliegen. Da Aussagen darüber, wie sich die Feuchteleitfähigkeit infolge der fortschreitenden Gefügeentwicklung im Mörtel oder Beton ändert, in der Literatur nur wenig behandelt werden, fällt eine Bereitstellung von Werten schwer. In [31] berechneten die Autoren anhand von gemessenen Feuchtegradienten (relativer Luftfeuchte im Beton) den Feuchteleitkoeffizient. Zwar ist bei ihrer Berechnung ebenfalls der Einfluss aus Wassergehalt und Hydratation untrennbar vermischt, aber die angegebenen Werte stimmen eher mit den Erwartungen überein (siehe Tabelle 7.12). [242] verwendete zur Berechnung des Feuchteleitkoeffizienten einen Ansatz aus [257]. Hier ergibt sich, dass der Feuchteleitkoeffizient im jungen Alter (ca. 18 h) etwa 60-mal größer ist, als im ausgehärteten Zustand.

Tabelle 7.12: Feuchteleitkoeffizient von erhärtendem Beton aus [31]. Keine Unterscheidung zwischen Abnahme aus Gefügeverdichtung und Austrocknung möglich.

Betondruckfestigkeit	w/z-Wert	Feuchteleitkoeffizient [ $m^2/s$ ]				
		3 d	5 d	7 d	14 d	28 d
30 N/mm <sup>2</sup>	0,78	$7,7 \cdot 10^{-8}$	$9,8 \cdot 10^{-9}$	$4,8 \cdot 10^{-9}$	$1,8 \cdot 10^{-9}$	$6,8 \cdot 10^{-10}$
80 N/mm <sup>2</sup>	0,33	$2,4 \cdot 10^{-8}$	$3,5 \cdot 10^{-9}$	$2,0 \cdot 10^{-8}$	$8,9 \cdot 10^{-10}$	$4,4 \cdot 10^{-10}$

Die aus den Ergebnissen von [42] ermittelten Feuchteleitfähigkeiten für jungen Beton bis zum Alter von 14 h (Vgl. Tabelle 7.9) ergaben, dass der Feuchteleitkoeffizient nach 1h im Vergleich zu einem Alter von 14 h ca. 125-mal größer ist. Rucker-Gramm [243] gibt für ausgehärteten Mörtel und Beton bei hoher Sättigung Werte zwischen  $1,0 \cdot 10^{-7}$  bis  $2,7 \cdot 10^{-10} m^2/s$  an. Für Mörtel, wie sie in den Ergebnissen in Tabelle 7.10 zugrunde liegen, beträgt der Feuchteleitkoeffizient bei hoher Sättigung im erhärteten Zustand ca.  $1 \cdot 10^{-08} m^2/s$ . Setzt man für den Feuchteleitkoeffizienten im frischen Zustand die in Tabelle 7.10 ermittelten Werte an, ergibt sich, dass der Feuchteleitkoeffizient im frischen Zustand ca. 300-mal größer ist, als im vollständig erhärteten Zustand. Um die Berücksichtigung der Gefügeentwicklung auf die Feuchteleitfähigkeit möglichst einfach zu gestalten, wird vorausgesetzt, dass bis zum Zeitpunkt des Erstarrens die Feuchteleitfähigkeit konstant ist. In diesem Zeitraum gilt also die über die Wasserdurchlässigkeit des frischen Mörtels abgeschätzte Feuchteleitfähigkeit, die sich nur durch Wassergehaltsabnahme ändert. Dafür müssen für diesen Zeitraum die Größen a und b aus Gl. 7.47 bestimmt werden:

$$\kappa_{täq}(X) = a \cdot e^{b \cdot X} \quad \text{Gl. 7.48}$$

mit:

$\kappa_0(1)$	- Feuchteleitfähigkeit bei Sättigung bis zum Erstarrungsbeginn des Zementes	[ $m^2/s$ ]
$a = \frac{\kappa_0(1)}{e^b}$	- Bestimmt die Lage der Funktion auf der Ordinate	[ $m^2/s$ ]
b	Hier: 5,5 (siehe Bild 7.20), bestimmt die Abhängigkeit vom Wassergehalt	[-]
X	- Bezogener Feuchtegehalt	[-]

Im weiteren Verlauf bewirkt die Gefügeentwicklung eine Abnahme der Feuchteleitfähigkeit und auch eine deutlichere Abhängigkeit der Feuchteleitfähigkeit vom Feuchtegehalt. Es müssen daher die Größen  $a$  und  $b$  aus Gl. 7.47 in Abhängigkeit des äquivalenten Alters bestimmt werden. Dafür soll angenommen werden, dass sich die Parameter  $a$  und  $b$  zur Definition der Feuchteleitfähigkeit analog einer Logarithmusfunktion verändern. Hintergrund ist, dass sich auch die Festigkeitsentwicklung gut mit einer Logarithmusfunktion beschreiben lässt. Da sowohl für den Festigkeitszuwachs als auch für den Abfall der Feuchteleitfähigkeit die Gefügeverdichtung infolge Hydratation ursächlich ist, liegt diese Analogie nahe [258]. Da für die Bestimmung der Größe  $a$  in Gl. 7.47 bereits die Größe  $b$  bekannt sein muss, ist diese Größe als Erstes zu betrachten. Bei einem frisch angemischtem Mörtel ist  $b = 5,5$  (vgl. Bild 7.20). Je feiner das Porensystem, desto größer wird die Abhängigkeit des Feuchteleitkoeffizienten vom Feuchtegehalt – d.h. umso größer ist auch  $b$ . Aus Ergebnissen in [243] nimmt  $b$  für erhärtete Betone und Mörtel Werte zwischen 11 und 15 an. Die Gefügeentwicklung führt also mindestens zu einer Verdopplung des Wertes  $b$  – übersetzt heißt das, dass bei einem erhärteten Beton der Feuchteleitkoeffizient bei Sättigung im Vergleich zum Zustand mit sehr geringem Feuchtigkeitsgehalt um ca. 4-Zehnerpotenzen größer ist. Die Entwicklung der Größe  $b$  mit dem Hydratationsalter wird durch Gl. 7.49 berücksichtigt.

$$b(t_{\text{äqu}}) = \alpha \cdot \ln(t_{\text{äqu}})^{\gamma} + \beta \quad \text{Gl. 7.49}$$

mit:

$$\alpha = \frac{b(672h) - b(t_{\text{set}})}{\ln(672h)^{\gamma} - \ln(t_{\text{set}})^{\gamma}} \quad - \quad \text{Hilfsgrößen zur Berechnung der Größe } a \text{ aus Gl. 7.47} \quad [-]$$

$$\beta = b(t_{\text{set}}) - \alpha \cdot \ln(t_{\text{set}})^{\gamma} \quad - \quad \text{Hilfsgrößen zur Berechnung der Größe } a \text{ aus Gl. 7.47} \quad [-]$$

$b(672h)$  - Faktor  $b$  aus Gl. 7.47 für das äquivalente Alter von 672 h (hier: 11)  
 $b(t_{\text{set}})$  - Faktor  $b$  aus Gl. 7.47 bis zum Erstarrungsbeginn gemäß DIN EN 197 (hier: 5,5), vgl. Bild 7.20  
 $\gamma$  - Exponent zwischen 1 (schnelle Festigkeitsentwicklung) und 2 (langsame Festigkeitsentwicklung) [-]  
 $t_{\text{set}}$  - Erstarrungszeitpunkt des Zementes gemäß DIN EN 197 [h]  
 $t_{\text{äqu}}$  - äquivalentes Alter gemäß Abschnitt 7.2.9 [h]

Die Größe  $a$  aus Gl. 7.47 ist vom Feuchteleitkoeffizienten bei Sättigung und der Größe  $b$  (Exponenten) abhängig. Ausgangspunkt ist die Feuchteleitfähigkeit aus Abschnitt 7.4.5. Es wird angenommen, dass sich der Feuchteleitkoeffizient mit dem Reziprok einer Logarithmusfunktion verringert. Dabei wird angenommen, dass der Feuchteleitkoeffizient (gesättigt) durch die Gefügeentwicklung im Alter von 28 d nur noch 1/300 des Wertes im frischen Zustand (ebenfalls gesättigt) beträgt. Diesen Sachverhalt enthält Gl. 7.50.

$$\kappa(X = 1, t_{\ddot{a}qu}) = \frac{\kappa(X = 1, t_{\ddot{a}qu} = 0)}{\xi \cdot \ln(t_{\ddot{a}qu})^\gamma + \zeta} \tag{Gl. 7.50}$$

mit:

- $\xi = \frac{a_\kappa(672h) - a_\kappa(t_{set})}{\ln(672h)^\gamma - \ln(t_{set})^\gamma}$  - Hilfsgrößen zur Berücksichtigung der Eingangswerte [-]
- $\zeta = a_\kappa(t_{set}) - \xi \cdot \ln(t_{set})^\gamma$  - Hilfsgrößen zur Berücksichtigung der Eingangswerte [-]
- $a_\kappa(672h)$  - Reduktionsfaktor für die Feuchteleitfähigkeit für das äquivalente Alter von 672 h bezogen auf den frischen Mörtel: Annahme: 1/300
- $a_\kappa(t_{set})$  - beträgt 1 – da bis zum Erreichen des Erstarrungszeitpunktes die Feuchteleitfähigkeit im frischen Zustand vorliegt.
- $\gamma$  - Exponent zwischen (1 sehr schnelle Festigkeitsentwicklung und 3 (sehr langsame Festigkeitsentwicklung) [-]
- $t_{set}$  - Erstarrungszeitpunkt gemäß DIN EN 197 [h]
- $t_{\ddot{a}qu}$  - äquivalentes Alter gemäß Abschnitt 7.2.9 [h]
- $\kappa(X = 1, t_{\ddot{a}qu} = 0)$  - Feuchteleitkoeffizient bei Sättigung im frischen Zustand [m<sup>2</sup>/s]

Die Ergebnisse einer solchen Berechnung zeigen Bild 7.6 und Bild 7.7. Den Darstellungen liegt die Annahme zugrunde, dass Zemente mit unterschiedlicher Festigkeitsentwicklung verwendet werden. Bild 7.6 soll im Vergleich zu Bild 7.7 einen Mörtel mit einem langsamer reagierenden Zement darstellen. Man erkennt, dass bei einer langsameren Zementreaktion der Feuchteleitkoeffizient wie zu erwarten mit dem Hydratationsalter langsamer abnimmt. Die theoretisch abgeleiteten Feuchteleitkoeffizienten für den Mörtel mit schneller Gefügeentwicklung ergibt zwischen dem frischen Zustand und einem Alter von 14 h eine Abnahme des Feuchteleitkoeffizienten auf 1/100 des Ausgangswertes. Das stimmt recht gut mit den bereits genannten Ergebnissen von Nischer überein (vgl. Tabelle 7.9).

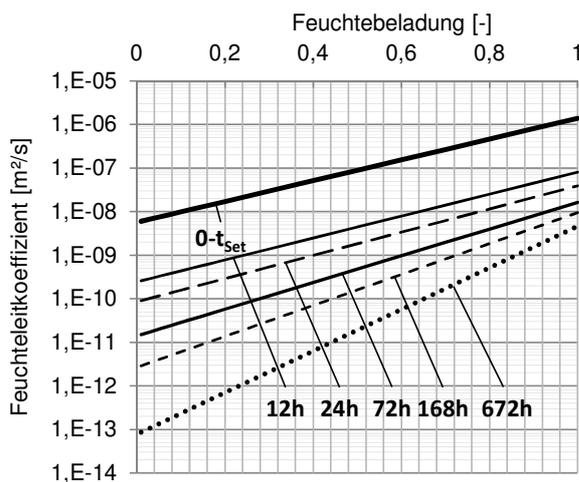


Bild 7.25: Hergeleitete Änderung des Feuchteleitkoeffizienten in Abhängigkeit der Hydratationsdauer und des Feuchtegehaltes. Annahme eines Zement mit sehr langsamer Festigkeitsentwicklung ( $\gamma = 3$ ).

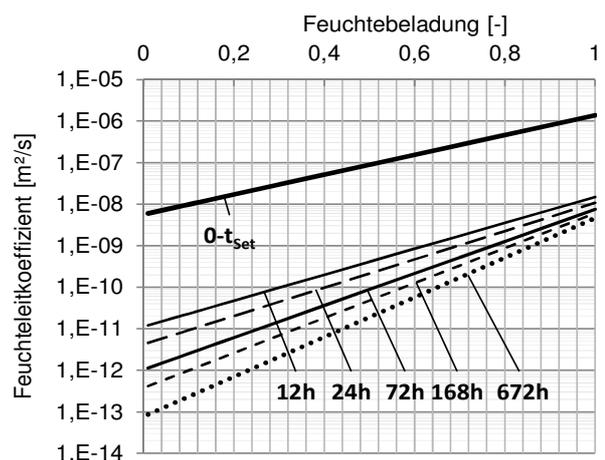


Bild 7.26: Hergeleitete Änderung des Feuchteleitkoeffizienten in Abhängigkeit der Hydratationsdauer und des Feuchtegehaltes. Annahme eines Zement mit sehr schneller Festigkeitsentwicklung ( $\gamma = 1$ ).

## 7.6 Modellierung

### 7.6.1 Transportgleichungen

Die Wärmetransportgleichung zeigt Gl. 7.51. Die Wärmemenge ergibt sich aus der Wärmekapazität des trockenen Baustoffes. Die Enthalpie des im Baustoff gespeicherten Wassers wird nicht berücksichtigt, wohl aber die Enthalpie von Wasser, welches an der Oberfläche verdunstet oder kondensiert (vgl. 7.2.7). Als Wärmequelle wird die Hydratationswärme bis zu einem äquivalenten Alter von 72 h berücksichtigt. Die Wärmespeicherfähigkeit  $c_B$  und die Wärmeleitfähigkeit werden vereinfacht als konstant angenommen, d.h. die Einflüsse der Feuchtigkeit und der Hydratation auf diese Größen werden vernachlässigt.

Die Berücksichtigung des Feuchtehaushaltes gibt Gl. 7.52 wieder. Die Feuchtespeicherung wird durch die Ableitung der Feuchtespeicherfunktion bzw. genauer durch die Ableitung des Kießpotentials  $\partial X / \partial \phi$  beschrieben. Die in Gl. 7.52 vorgenommene Kennzeichnung der Ableitung des Kießpotentials durch die Zugabe  $t_{\text{äqu}}$  zeigt an, dass sich die Feuchtespeicherung mit der Hydratationsdauer ändert. Die Feuchtespeicherung in Abhängigkeit des äquivalenten Hydratationsalters ergibt sich gemäß Abschnitt 7.2.4 in Kombination mit Abschnitt 7.5.2. Auf diese Weise kann erfasst werden, dass an einer beliebigen Stelle im betrachteten Körper verschiedene Speicherfunktionen vorliegen, weil beispielsweise die Hydratation im Kern schneller abläuft. In der Folge werden daher auch Transportprozesse erfasst, die sich aufgrund unterschiedlicher Kießpotentiale (verschiedene Feuchtespeichervermögen bzw. verschiedene Porengrößenverteilungen) im Gefüge ergeben.

Als Transportprozesse werden der kapillare Transport von flüssigem Wasser und der Transport von Wasserdampf durch Diffusion berücksichtigt. Für beide Transportprozesse wird das Kießpotential als treibende Kraft angesetzt, wobei im Fall der Diffusion aus dem Kießpotential und dem Sättigungsdampfdruck der Wasserdampfpartialdruck bestimmt wird und dies die eigentlich treibende Kraft für den Diffusionstransport darstellt (Gl. 7.5). Die beiden Transportkenngrößen, der Feuchteleitkoeffizient  $\kappa$  und der Diffusionswiderstand  $D$  sind beide vom Hydratationsalter abhängig. Der Feuchteleitkoeffizient  $\kappa$  ist zudem noch abhängig vom Feuchtepotential bzw. dem Feuchtegehalt. Beide Transportprozesse werden parallel und gleichzeitig betrachtet. Eine genaue Differenzierung, wann welcher Anteil eigentlich zu vernachlässigen ist, wird nicht durchgeführt. Die Berücksichtigung der chemischen Wasserbindung erfolgt automatisch über die Veränderung der Feuchtespeicherfunktion (Abschnitt 7.2.10).

$$\frac{\partial T}{\partial t} \cdot \rho \cdot c_p = \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} \cdot \lambda + S(z, t)$$

Gl. 7.51

mit:

$z$	-	Wegkoordinate	[m]
$T$	-	Temperatur	[K]
$\rho$	-	Rohdichte hier: Beton 2300 kg/m <sup>3</sup>	[kg/m <sup>3</sup> ]
$c_p$	-	spezifische Wärmekapazität des Betons	[Ws·(kg·K) <sup>-1</sup> ]
$\lambda$	-	Wärmeleitfähigkeit	[W·(m·K) <sup>-1</sup> ]
$S(z, t_{\text{äqu}})$	-	Wärmequelle (Hydratationswärme)	[W/m <sup>3</sup> ]
$t_{\text{äqu}}$	-	Äquivalentes Alter gemäß 159 7.2.9	[s]

$$\frac{\partial \phi}{\partial t} \cdot \left( \frac{\partial X}{\partial \phi} \right)_{t_{\text{äqu}}} = \frac{1}{\partial z} \left( \kappa(\phi, t_{\text{äqu}}) \frac{\partial \phi}{\partial z} \right) + \frac{1}{\partial z} \left( D(t_{\text{äqu}}) \cdot \frac{\partial \phi}{\partial z} \cdot \frac{\partial \phi}{\partial z} \cdot P_{\text{Sat}} \right) \quad \text{Gl. 7.52}$$

mit:

$z$	-	Wegkoordinate	[m]
$X$	-	Feuchtegehalt	[kg/m <sup>3</sup> ]
$D(t_{\text{äqu}})$		$\frac{\delta_a}{\mu(t_{\text{äqu}})}$	$\left[ \frac{\text{kg}}{\text{m} \cdot \text{s} \cdot \text{Pa}} \right]$
$\kappa(\phi, t_{\text{äqu}})$	-	Kapillarer Feuchteleitkoeffizient abhängig vom Hydratationsalter und dem Feuchtepotential bzw. Feuchtegehalt	[m <sup>2</sup> /s]
$t_{\text{äqu}}$	-	äquivalentes Alter gemäß Abschn. 7.2.9	[h]
$\mu$	-	Wasserdampfdiffusionswiderstandszahl	[-]

## 7.6.2 Numerische Umsetzung

Die Transportgleichungen für den Feuchte- und Wärmetransport stellen parabolische Differentialgleichungen dar, die nur numerisch und gekoppelt gelöst werden können. Die numerische Berechnung des gekoppelten Wärme- und Feuchtetransportes erfolgt in dieser Arbeit mittels der Finite-Volumen Methode (eindimensional). Dabei werden die Ableitungen der Differentialgleichungen durch Differenzenquotienten abgeschätzt. Die Differenzenquotienten stellen diskrete Werte dar, die zwischen Punkten eines Rasters bzw. zwischen Zeitschritten erzeugt werden. Das heißt die stetigen Differentialgleichungen werden stückweise durch Differenzenquotienten approximiert. Die Festlegung der Orts- und Zeitschritte bestimmt dabei maßgeblich die Genauigkeit der Abschätzung. Für die örtliche Diskretisierung wird der zu betrachtende Betonkörper in  $n$ -äquidistante Volumen geteilt. Die Anzahl  $n$  der Volumenkörper richtet sich dabei nach der Höhe des betrachteten Körpers. Der Abstand zweier Teilmengen wird dabei möglichst klein gewählt (ca. 300  $\mu\text{m}$ ). Diese feine Gitterweite ist notwendig, um die Austrocknung und die Entstehung von Feuchtigkeitsprofilen an der Oberfläche ausreichend genau zu erfassen. Für die zeitliche Diskretisierung wird die voll implizite Formulierung verwendet. Die für eine Lösung notwendigen Rand- und Anfangsbedingungen werden entsprechend Abschnitt 7.2 formuliert. Am unteren Rand wird angenommen, dass kein Feuchtigkeitsaustausch stattfinden kann und dass Temperatur und Wärmeübergang konstant sind. Mathematische Details zur numerischen Umsetzung können [259, 260, 227] entnommen werden.

Aus der zeitlichen und örtlichen Diskretisierung folgt für den Wärme- und den Feuchtetransport ein nichtlineares Gleichungssystem, welches mit dem Newton-Raphson Verfahren auf ein tridiagonales, lineares Gleichungssystem gebracht wird. Dieses Gleichungssystem lässt sich mit dem Thomas-Algorithmus lösen. Die Lösung der Wärmetransportgleichung ergibt ein Temperaturfeld, die Lösung der Feuchtetransportgleichung liefert für jedes Volumenelement das Feuchtepotentialfeld. Temperaturfeld und Feuchtepotentialfeld beeinflussen sich gegenseitig (Kopplung), so dass beide Transportgleichungen mehrmals nacheinander gelöst werden müssen, bis die resultierenden Änderungen vernachlässigt werden können.

Mit den beiden Größen Temperatur und Feuchtepotential wird für jedes Volumenelement entsprechend Abschnitt 7.2.9 berechnet, welche Hydratationsgeschwindigkeit im gerade betrachteten Zeitschritt vorlag. Anschließend kann für jedes Volumenelement die Zunahme des äquivalenten Alters im gerade berechneten Zeitschritt bestimmt werden. Alle Kenngrößen, die vom Hydratationsalter abhängig sind, werden für den aktuellen Zeitschritt auf Grundlage

des äquivalenten Alters des vorherigen Zeitschrittes zur Verfügung gestellt. Aus diesem Grund ist es zwar erforderlich, dass die Zeitschrittweite nicht zu groß gewählt wird, andererseits wird dadurch die mathematische Behandlung wesentlich vereinfacht.

Die Bereitstellung des Feuchteleitkoeffizienten und der Wasserdampfdiffusionswiderstandszahl, der chemischen Wasserbindung und der Hydratationswärme erfolgt über approximierete, stetige Funktionen in Abhängigkeit des äquivalenten Betonalters. Die Feuchtespeicherfunktion (Kießpotential) liegt für verschiedene Hydratationsalter ebenfalls als approximierter Funktionsverlauf vor. Zwischenwerte werden linear interpoliert.

Der Ablauf der Berechnung wird nachfolgend noch einmal schematisch dargestellt. Das eigentliche Endergebnis ist dabei weniger das resultierende Temperaturfeld oder das Feuchtepotentialfeld. Hauptaugenmerk liegt auf dem Ergebnisfeld, welches jedem Volumenelement das erreichte äquivalente Betonalter zuordnet. Damit sind Prognosen möglich, in welchem Umfang die Randzone noch hydratisieren konnte bzw. bis in welche Tiefe die Hydratation gestört ist. Ferner lässt sich damit abschätzen, welche mechanischen Eigenschaften in den verschiedenen Tiefen zu erwarten sind. Hat beispielsweise die Randzone zum Ende der betrachteten Zeit ein äquivalentes Betonalter von 48 h erreicht, dann kann die Druckfestigkeit in dieser Zone auch nur in der Größenordnung liegen, wie sie für Beton- bzw. Mörtelproben nach 2-tägiger Laborlagerung bei 20 °C ermittelt wurde<sup>47</sup>.

---

<sup>47</sup> Unter Vernachlässigung der Einflüsse aus Carbonatisierung, Feuchtezustand und Porositätsänderungen aus plastischem Schwinden bzw. Sedimentationsphänomenen.

Tabelle 7.13: Darstellung von Eingangs- und Ergebnisgrößen des vorgestellten Modells.

Eingangsgrößen		Systemgrößen			
		Höhe der Probe, betrachtete Zeitdauer, Anzahl der Ortsschritte bzw. Größe der Volumenelemente			
		Wärmetransport	Feuchtetransport	Gefügeentwicklung / Nachbehandlung	
		Witterungsbedingungen: <ul style="list-style-type: none"> <li>r.F., <math>T_{\text{Luft}}</math>, <math>V_{\text{Wind}}</math>, Solare Energie inkl. Albedo und Bewölkung, Tagesverlauf der Klimakenngößen</li> <li>Betonierzeit</li> </ul>		Zementgehalt, Erstarrungsbeginn Funktionsparameter zur Erfassung der Abhängigkeit vom äquivalenten Betonalter: <ul style="list-style-type: none"> <li>Feuchtepotentialfkt.</li> <li>Wasserdampfdiffusionswiderstandszahl</li> <li>Feuchteleitkoeffizient</li> <li>Chemische Wasserbindung</li> <li>Hydratationswärme</li> </ul> Auftragszeitpunkt des NBM <sup>48</sup> , Wasserdampfdiffusionswiderstandszahl des NBM-Films  Ggf. Beginn und Zeitdauer einer Foliennachbehandlung	
Frischbetontemperatur Untergrundtemperatur Wärmeübergang zum Untergrund  Siehe auch Spalte: Gefügeentwicklung / Nachbehandlung		Startgröße des Feuchtepotentials nach Kießl (i.d.R. 1,22; siehe Abschn. 7.2.4) Feuchteleitfähigkeit beim äquivalenten Alter von 0 h  Siehe auch Spalte: Gefügeentwicklung / Nachbehandlung			
Berechnung	Start	Wärmeübergangskoeffizient	Wasserdampfübergangskoeffizient <sup>49</sup>		
	pro Zeitschritt	Enthalpieänderungen an OF, Wärmemenge aus Hydratation bis zum äquivalenten Alter von 72 h.  Temperaturfeld für jeden Zeitschritt	Stoffübergang, Berücksichtigung der Feuchteleitfähigkeit (kapillar und Diffusion) sowie Feuchtespeicherung auf Grundlage des vorherigen Zeitschrittes  Feuchtepotentialfeld (kann über Feuchtespeicherfunktion unter Zugrundelegung der Feuchtespeicherfunktion in Wassergehalt umgerechnet werden)	Bestimmung des äquivalenten Betonalters parallel zur Echtzeit  Bereitstellung aller Kenngrößen in Abhängigkeit des äquivalenten Betonalters  Ergebnisfeld, welches jedem Volumenelement ein äquivalentes Betonalter zuordnet	
Ergebnis		<b>Temperaturfeld</b>	<b>Feuchtepotentialfeld bzw. Feuchtegehalt</b>	<b>Äquivalentes Alter der Volumenelemente</b>	

<sup>48</sup> Vereinfachend wird der Auftragszeitpunkt auch als Beginn der vollen Wirksamkeit angenommen.

<sup>49</sup> Der Wasserdampfübergangskoeffizient wird bei Berücksichtigung einer Nachbehandlung auch während der Laufzeit angepasst (vgl. Abschnitt 7.2.5)

### 7.6.3 Grenzen des Modells

Obwohl als Grundlage für das Berechnungsmodell einige Stoffkenngrößen und deren Abhängigkeit vom Hydratationsalter experimentell untersucht wurden, reicht die Datenbasis noch nicht aus, um experimentelle Ergebnisse aus Versuchen mit konkreten Betonrezepturen nachzurechnen. Das erstellte Programm versteht sich deshalb als prinzipielle Möglichkeit, die grundsätzlichen Einflüsse verschiedener Einwirkungen auf die Austrocknung und Gefügeentwicklung von jungem Beton zu untersuchen. Eine direkte Übertragbarkeit auf spezielle Versuchsergebnisse ist nur eingeschränkt möglich, da:

- wichtige Grundlagen zu Stoffkenngrößen und deren Abhängigkeit vom Hydratationsalter an Mörteln und nicht an Betonen gewonnen wurden.
- zur Abschätzung der Abhängigkeit wichtiger Stoffkenngröße vom Hydratationsalter starke Vereinfachungen vorgenommen werden mussten.
- nicht die Entwicklung der Porosität selbst simuliert wird, sondern die Änderung von Transportkenngrößen durch experimentelle Versuche oder theoretische Überlegungen abgeschätzt wird.
- Selbstaustrocknungseffekte infolge des Hydratationssoges nicht erfasst werden.
- der verwendete Ansatz des äquivalenten Alters zur Bereitstellung der veränderlichen Stoffkenngrößen nur im jungen Hydratationsalter verlässliche Ergebnisse liefert.
- die in Abschnitt 6 festgestellte Erhöhung des w/z-Wertes in der Randzone nicht berücksichtigt wird.

## 7.7 Ergebnisse und Validierung

### 7.7.1 Vergleich zwischen eigenen Berechnungen und Berechnungen mit WUFI

Das Computerprogramm WUFI geht auf die Arbeit von Künzel [227] zurück und dient zur Berechnung des hygrothermischen Verhaltens von Baukonstruktionen unter realen Bedingungen. Es berücksichtigt den Feuchteinfluss auf Transportkenngrößen, der Einfluss einer Gefügeverdichtung kann dagegen nicht erfasst werden. Das Programm WUFI ist in der Fachwelt anerkannt und liefert Ergebnisse, die eine gute Vorhersage des hygrothermischen Verhaltens von Baustoffen oder Konstruktionen ermöglichen. Da das numerische Lösungsverfahren der Differentialgleichungen für den Wärme- und Feuchtetransport zwischen WUFI und den numerischen Betrachtungen dieser Arbeit ähnlich sind, werden nachfolgend zwei Vergleichsrechnungen durchgeführt und die Ergebnisse gegenübergestellt. Damit soll gezeigt werden, dass trotz vereinzelter Vereinfachungen in der vorliegenden Arbeit plausible Werte erreicht werden und die prinzipielle numerische Behandlung der partiellen Differentialgleichungen korrekt ist. Da beim Programm WUFI eine Berücksichtigung der Hydratationsabhängigkeit von Stoffkenngrößen nicht möglich ist, wird daher vergleichend der Feuchtetransport und die Austrocknung für einen frischen und einen erhärteten Mörtel (Alter 28 d) ohne die Wirkung der Hydratation betrachtet.

Für die Berechnungen wird davon ausgegangen, dass der Mörtel sich in einem Würfel mit der Kantenlänge 15 cm befindet und die Austrocknung nur über die Oberseite stattfinden kann. Es wird das Trocknungsverhalten im Klima 20°C und 65 % r. F. bei einer Windbelastung von 0,5 m/s berechnet. Relevante Stoff- und Systemkenngrößen sind in Tabelle 7.14 und Tabelle 7.15 zusammengefasst. Für die Vergleichsrechnungen wurde das Programm WUFI Ver. 4.2 IBP verwendet.

Tabelle 7.14: Stoffkenngrößen für Vergleichsrechnungen mit WUFI – Variante I / II: frischer Mörtel / erhärteter Mörtel.

Stoffkenngröße, -funktion			Eigene Berechnungen		WUFI	
Wasserdampf-diffusionswiderstandszahl	$\mu$	[-]	25 / 160		25 / 160	
Wärmeleitfähigkeit	$\lambda$	[W/m·K]	2,1		2,1	
Wärmespeicherkapazität	c	[Ws/kg·K]	1050		1050	
Rohdichte	$\rho$	[kg/m <sup>3</sup> ]	2300		2300	
Feuchtespeicherung			Kießlpotential [-]		rel. Porenluftfeuchte [-]	
			KP	Feuchtemenge [kg/m <sup>3</sup> ]	r.F.	Feuchtemenge [kg/m <sup>3</sup> ]
			0,00	0 / 0	0,00	0 / 1
			0,20	9 / 14	0,30	12 / 19
			0,40	14 / 23	0,50	18 / 27
			0,60	18 / 29	0,80	22 / 37
			0,80	22 / 37	0,95	35 / 55
			1,00	35 / 63	0,96	165 / 63
			1,20	196 / 95	0,97	196 / 95
			1,30	221 / 106	0,98	221 / 106
		1,33	231 / 109	1,00	233 / 109	
Feuchteleitfähigkeit	k	[m <sup>2</sup> /s]	Feuchtegehalt [-]		$\kappa$ [m <sup>2</sup> /s]	
			0,00		0,0 / 0,0	
			0,10		1,1E-08 / 2,5E-13	
			0,20		1,8E-08 / 7,5E-13	
			0,30		3,2E-08 / 2,3E-12	
			0,40		5,5E-08 / 6,8E-12	
			0,50		9,6E-08 / 2,0E-11	
			0,60		1,7E-07 / 6,1E-11	
			0,70		2,9E-07 / 1,8E-10	
			0,80		5,0E-07 / 5,5E-10	
		0,90		8,7E-07 / 1,7E-09		
		1,00		1,5E-06 / 5,0E-09		

Tabelle 7.15: Eingangsgrößen für Vergleichsrechnungen mit WUFI – Variante I / II: frischer Mörtel / erhärteter Mörtel.

Anfangsbedingung bzw. Systemgröße			Eigene Berechnungen		WUFI	
Wärmeübergangskoeff.	$\alpha$	[W/m <sup>2</sup> K]	12,2		12,2	
Wasserdampfübergangskoeff.	$\beta$	[m/s]	0,0048		interne Ermittlung	
Feuchtepotential, Anfangswassergehalt	KP bzw. r. F.		KP		r. F.	
			1,22 entspricht 198 / 98 kg/m <sup>3</sup>		0,97 entspricht 199 / 95 kg/m <sup>3</sup>	
Anfangstemperatur	T	[°C]	20			

Die Ergebnisse der Berechnungen sind in Bild 7.27 bis Bild 7.30 dargestellt. Man erkennt eine sehr gute Übereinstimmung zwischen beiden Rechenprogrammen. Die größeren Abweichungen in der Entwicklung der relativen Porenluftfeuchtigkeit bei Variante I - frischer Mörtel - sind auf den unterschiedlichen Ansatz hinsichtlich der Feuchtespeicherfunktionen zurückzuführen (vgl. Abschnitt 7.2.4). Die Ergebnisse zeigen zudem sehr eindrucksvoll die Unterschiede im Austrocknungsverhalten bei jungen bzw. bereits erhärteten Mörteln bzw. Betonen. Der in Bild 7.27 dargestellte Trocknungsverlauf ist mit dem Versuch aus Bild 3.32 vergleichbar. Dort wurde die Austrocknung eines Betons untersucht, der statt Zement nur inertes Kalksteinmehl enthielt. Die erkennbar sehr lange Kapillarphase wurde auch durch die Berechnung ermittelt. Die Kurvenverläufe in Bild 7.27 und Bild 3.32 unterscheiden sich aber hinsichtlich der Verdunstungsrate. Dem Trocknungsverlauf in Bild 3.32 liegt eine Verdunstungsrate von 170 g/m<sup>2</sup>h zu Grunde. Bei der Berechnung mit den Klimabedingungen 20 °C

mit 65 % r. F. und einer sehr geringen Windbelastung von 0,5 m/s beträgt die Verdunstungsrate nur ca. 70 g/m<sup>2</sup>h. Die dargestellten Ergebnisse zeigen, dass das erstellte Rechenprogramm prinzipiell plausible Werte liefert. Damit ist jedoch noch nicht gezeigt, dass der Einfluss der Hydratation korrekt wiedergegeben wird.

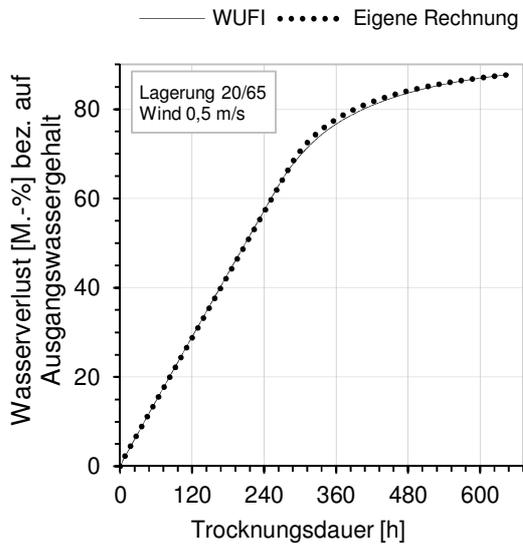


Bild 7.27: Berechneter Austrocknungsverlauf eines frischen Mörtels ohne Berücksichtigung der Gefügeverdichtung (Vergleich zwischen eigenen Berechnungen und Berechnungen mit WUFI).

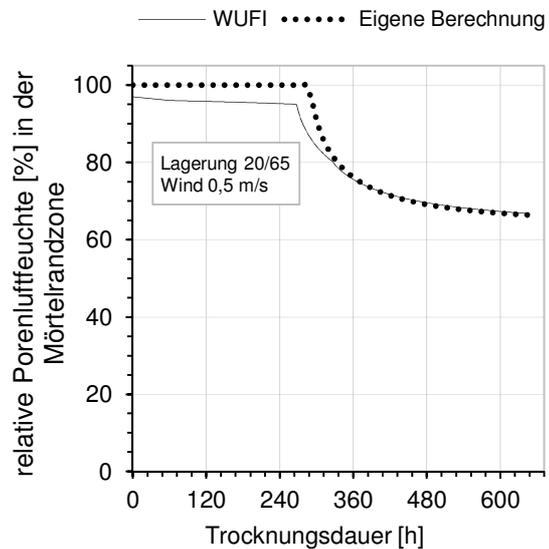


Bild 7.28: Berechneter Verlauf der rel. Luftfeuchte in der Mörtelrandzone während der Austrocknung eines frischen Mörtels ohne Berücksichtigung der Gefügeverdichtung (Vergleich zwischen eigenen Berechnungen und Berechnungen mit WUFI).

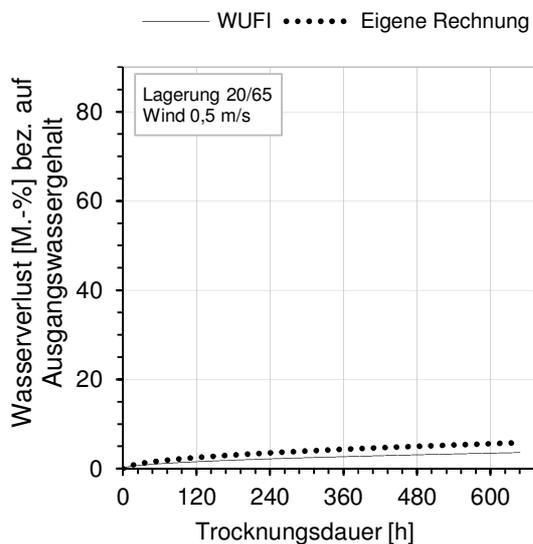


Bild 7.29: Berechneter Austrocknungsverlauf eines erhärteten Mörtels (Vergleich zwischen eigenen Berechnungen und Berechnungen mit WUFI).

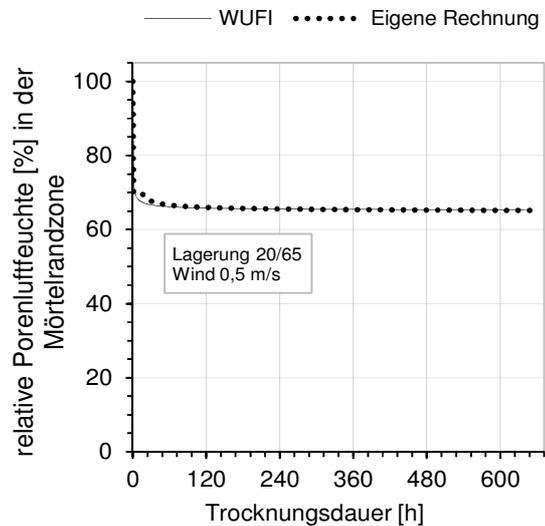


Bild 7.30: Berechneter Verlauf der rel. Luftfeuchte in der Mörtelrandzone während der Austrocknung eines erhärteten Mörtels (Vergleich zwischen eigenen Berechnungen und Berechnungen mit WUFI).

### 7.7.2 Übergang von Kapillarphase zur Übergangsphase bei der Austrocknung von jungem Beton

In Abschnitt 3.4 wurde ein Modell abgeleitet, das die Austrocknung von Beton bei zeitgleich ablaufender Gefügeentwicklung behandelt. Von besonderem Interesse ist die Dauer der Kapillarphase, da deren Ende die starke Austrocknung der Randzone einleitet. Um negative Folgen durch eine unzureichende Reaktion des Zementes in der Randzone zu vermeiden, müssen spätestens mit dem Ende der Kapillarphase Nachbehandlungsmaßnahmen ausgeführt werden. Mit Bild 3.38 konnte gezeigt werden, dass die Dauer der Kapillarphase in erster Linie von der Verdunstungsrate, der Lagerungstemperatur, der Frühfestigkeit und der theoretisch aus dem w/z-Wert und der Mahlfineinheit des Zementes berechneten Wasserfilmdicke abhängt. Mittels eines abgeleiteten Nomogramms ist eine einfache Ermittlung der Dauer der Kapillarphase in Abhängigkeit der Verdunstungsrate, der 2d-Zementdruckfestigkeit und der Lagerungstemperatur möglich. Für die Validierung der in diesem Abschnitt durchgeführten numerischen Betrachtung ist es von besonderem Interesse, ob dieser Zusammenhang auch durch Berechnungen abgebildet werden kann. Dazu wurden mit dem entwickelten Computerprogramm verschiedene Berechnungen durchgeführt und jeweils die Zeitdauer der Kapillarphase bestimmt. Das Ende der Kapillarphase wurde als erreicht angesehen, wenn in der Randzone die relative Luftfeuchtigkeit unter 1 fällt. Die Eingangsparameter und die berechneten Ergebnisse gibt Tabelle 7.16 wieder.

Tabelle 7.16: Eingangsparameter und Ergebnisse der rechnerischen Untersuchung zur Dauer der Kapillarphase.

Ifd.-Nr.	Witterung			Gefüge und Entwicklung				Höhe Beton-schicht [m]	Verdunstungs-rate dWA/dt [g/m²h]	Ergebnis Dauer der Kapillar-phase t <sub>kn</sub> [h]	Kennwert aus Einflussfaktoren: $\frac{dWA}{dt} \cdot T_{Stor} \cdot 10^{-8}$ $\gamma \cdot \kappa_0(1)$ [-]
	T	r.F.	Wind	KiPot	$\kappa_0(1)$	EB	Hydratations-exponent (γ) Siehe Gl. 7.50				
	[°C]	[-]	[m/s]	[-]	[m²/s]	[h]	[-]				
1	20	0,65	0,5	1,22	2,0E-06	3	1	0,15	88	15,5	9
2	20	0,65	1,5	1,22	2,0E-06	3	1	0,15	178	11,8	18
3	20	0,65	2,5	1,22	2,0E-06	3	1	0,15	244	9,8	24
4	20	0,65	3,5	1,22	2,0E-06	3	1	0,15	305	8,5	31
5	20	0,65	4,5	1,22	2,0E-06	3	1	0,15	361	7,6	36
6	20	0,65	0,5	1,22	2,2E-06	3,5	1,5	0,15	88	17,8	5
7	20	0,65	1,5	1,22	2,2E-06	3,5	1,5	0,15	178	13,8	11
8	20	0,65	2,5	1,22	2,2E-06	3,5	1,5	0,15	244	11,8	15
9	20	0,65	3,5	1,22	2,2E-06	3,5	1,5	0,15	305	10,5	18
10	20	0,65	4,5	1,22	2,2E-06	3,5	1,5	0,15	361	9,5	22
11	20	0,65	0,5	1,22	3,0E-06	3,5	2	0,15	88	21,4	3
12	20	0,65	1,5	1,22	3,0E-06	3,5	2	0,15	178	16,3	6
13	30	0,40	2,5	1,22	3,0E-06	3,5	2	0,15	489	8,5	24
14	20	0,65	2,5	1,22	3,0E-06	3,5	2	0,15	243	14,1	8
15	30	0,40	4,5	1,22	2,0E-06	3	1	0,15	752	4,1	113
16	30	0,40	4,5	1,22	3,0E-06	3,5	2	0,15	752	6,6	38
17	30	0,40	4,5	1,22	2,2E-06	3	1,5	0,15	752	5,2	68
18	15	0,65	2,5	1,22	2,2E-06	3	1,5	0,15	240	13,4	11
19	10	0,85	2,5	1,22	2,2E-06	3	1,5	0,15	128	22,3	4

In Bild 7.31 sind die rechnerisch bestimmten Ergebnisse dargestellt. Die Darstellung erfolgt analog des Diagramms in Bild 3.38. Dort wurde ein Kennwert berechnet, der auf der 2d-Zementdruckfestigkeit, der potentiellen Verdunstung, der Wasserfilmdicke nach dem Anmischen und der Lagerungstemperatur basiert. Die Kenngrößen Wasserfilmdicke und 2d-Zementdruckfestigkeit sind bei der rechnerischen Betrachtung nicht verfügbar. Für die Wasserfilmdicke kann als äquivalente Kenngröße die Feuchteleitfähigkeit im frischen Zustand  $\kappa_0(1)$  angesehen werden. Die 2d-Zementdruckfestigkeit stellt ein Maß für die Hydratationsgeschwindigkeit dar, weshalb als äquivalente Größe der Exponent zur Erfassung der Hydratationsgeschwindigkeit (siehe Abschn. 7.5.5) verwendet wird. Für die Darstellung in Bild 7.31 wurden den Parametern aus Bild 3.38 also die folgenden Programmparameter zugeordnet:

Lagerungstemperatur	-	T	-	Lagerungstemperatur
2d- Zementdruckfestigkeit	-	$\gamma$	-	Exponent zur Erfassung der Hydratationsgeschwindigkeit (siehe Abschn. 7.5.5)
Wasserfilmdicke	-	$\kappa_0(1)$	-	Feuchteleitfähigkeit im frischen Zustand
Pot. Verdunstungsrate	-	$dW_{Ab}/dt$	-	Berechnete pot. Verdunstungsrate

und damit der Kennwert berechnet. Da sich 2d-Zementdruckfestigkeit und der Exponent  $\gamma$  zur Erfassung der Hydratationsgeschwindigkeit umgekehrt proportional verhalten, steht für den Kennwert aus Bild 7.31 der Exponent  $\gamma$  im Nenner. Aller anderen Parameter werden entsprechend des Kennwertes aus Bild 3.38 eingesetzt. Anhand der Darstellung in Bild 7.31 erkennt man einen zu Bild 3.38 sehr ähnlichen Verlauf. Dies zeigt, dass mit dem entwickelten Berechnungsprogramm die Austrocknung des jungen Betons unter Berücksichtigung der Hydratation gut vorausgesagt werden kann.

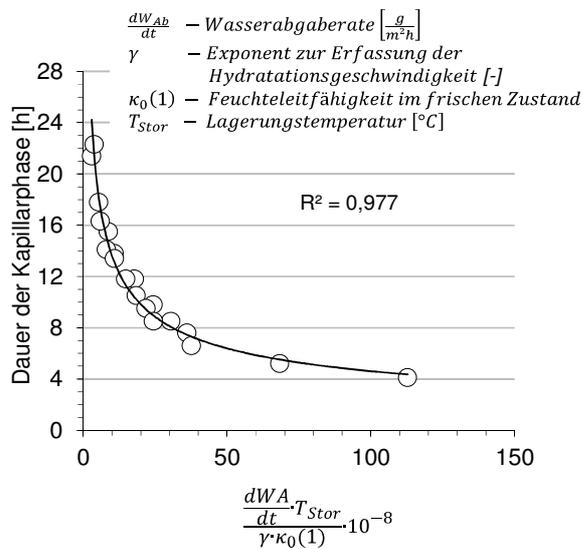


Bild 7.31: Zusammenhang zwischen Dauer der Kapillarphase und den Kenngrößen: Verdunstungsrate,  $\gamma$  als Exponent zur Erfassung der Hydratationsgeschwindigkeit (vgl. 7.5.5), Lagerungstemperatur und der kapillaren Feuchteleitfähigkeit im frischen Zustand.

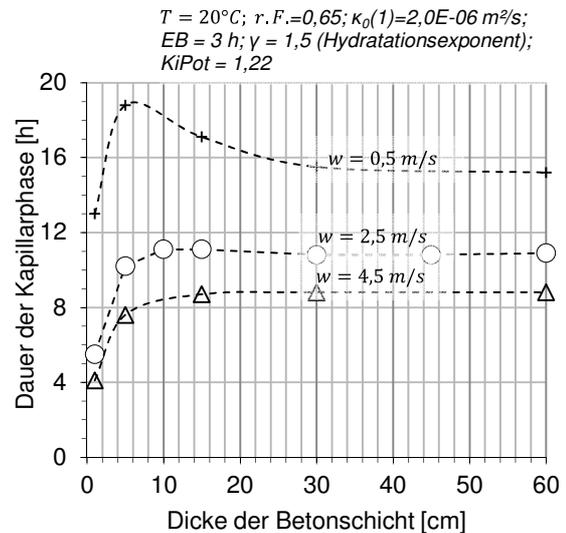


Bild 7.32: Einfluss der Dicke der austrocknenden Betonschicht und der Windgeschwindigkeit auf die Dauer der Kapillarphase.

Mit dem Berechnungsprogramm lässt sich nun ohne umfangreiche Experimente abschätzen, wie sich die Dauer der Kapillarphase mit der Dicke der Beton- bzw. Mörtelschicht ändert (Bild 7.32). Derartige Kenntnisse sind zum Beispiel für die Anwendung von Instandsetzungsmaterialien relevant, da diese i. d. R. in dünnen Schichten aufgetragen werden. Wie zu erwarten ergeben die Berechnungen, dass dünnere Betonschichten deutlich schneller austrocknen. Ab einer Betonschichtdicke von ca. > 15 cm ist kein Einfluss mehr erkennbar. Interessant ist das Ergebnis bei einer geringen Windgeschwindigkeit von 0,5 m/s. Zunächst nimmt die Dauer Kapillarphase mit steigender Betonschichtdicke zu. Dies ist auf ein größeres Wasserreservoir zum Ausgleich des Verdunstungsverlustes zurückzuführen. Im weiteren Verlauf erreicht die Dauer der Kapillarphase bei einer Dicke der Betonschicht von 5 cm ein Maximum und nimmt danach wieder ab. Dies muss mit einem stärker werdenden Einfluss der Hydratationswärme bei dickeren Schichten zusammenhängen. Dies führt zu einer stärkeren Verdunstung und damit zu einer kürzeren Kapillarphase. Mit zunehmender Windgeschwindigkeit nimmt der Einfluss der Hydratationswärme auf die Verdunstung offensichtlich ab, so dass hier ein anderes Verhalten auftritt.

### 7.7.3 Vergleich mit Messergebnissen aus der Literatur

Das erstellte Rechenprogramm zielt in erster Linie auf die Berechnung der relativen Porenluftfeuchte ab, während in den experimentellen Untersuchungen der vorliegenden Arbeit hauptsächlich der Wasserverlust oder der elektrolytische Widerstand bestimmt wurden. Eine Fokussierung auf die Berechnung der relativen inneren Porenluftfeuchte erfolgte, weil damit eine Aussage zur Hydratationsgeschwindigkeit möglich ist (vgl. 2.1.2 und 7.2.9) und der Wassergehalt als treibendes Potential für den Feuchtigkeitstransport ungeeignet ist (7.2.4 und [223, 227]). Andererseits stehen dadurch aber keine eigenen experimentellen Ergebnisse für eine Validierung zur Verfügung. Bereits oben wurde darauf hingewiesen, dass das Ziel der numerischen Betrachtungen nicht eine Nachrechnung von speziellen Versuchsergebnissen, sondern ein Beitrag zum besseren Verständnis der komplexen Einflüsse während der Erhärtung und der Austrocknung von jungem Beton ist. Dennoch ist es notwendig, die berechneten Ergebnisse auf Plausibilität zu prüfen. Messungen zur inneren Porenluftfeuchte in jungen Beton wurden z. B. von Parrott et al [261] und Zhou et al [262] durchgeführt. Um Ergebnisse aus der Literatur mit Berechnungsergebnissen zu vergleichen, müssen die Eingangsparameter für das Rechenprogramm entsprechend Tabelle 7.13 gewählt werden. Da derartige Angaben in den Literaturstellen nicht gemacht werden, muss auf Annahmen zurückgegriffen werden, die die Bedingungen der Versuchsdurchführung zumindestens qualitativ berücksichtigen sollen. Für eine Nachrechnung der Ergebnisse aus [261] und [262] wurden aus den Angaben zur Versuchsdurchführung (Tabelle 7.17) die in Tabelle 7.18 aufgelisteten Eingangsgrößen gewählt. Klimabedingungen und Probekörperabmessungen wurden entsprechend den Angaben in den Literaturstellen verwendet.

Tabelle 7.17: Versuchsbedingungen verschiedener Versuche zur Bestimmung der relativen Porenluftfeuchte in Beton.

Versuchsbedingungen	Parrott et al [261]	Zhou et al [262]
$w/z_{eq}$	0,59	0,32
Größtkorn [mm]	k. A.	19
Bindemittelgehalt [kg/m <sup>3</sup> ]	k. A.	485 (415 Portlandzement + SFA und HÜS)
T [°C] / r.F. [%]	20/60	22/40
Probekörper	Würfel 10 cm	Würfel 15 cm
Austrocknung	nur über die Oberseite	
Nachbehandlung	1d feucht	keine
Messgröße	r. F. im Beton	r. F. im Beton
Messbeginn	am 2. Tag	sofort nach Herstellung

Tabelle 7.18: Eingangsparameter für rechnerische Betrachtung.

Eingangsparameter zur Nachrechnung	Parrott et al [261]	Zhou et al [262]
$\kappa_0(1)$ [m/s <sup>2</sup> ]	$3 \cdot 10^{-6}$	$1,5 \cdot 10^{-6}$
Entwicklung der Feuchteleitfähigkeit gemäß Abschn. 7.5.5 mit: $\gamma$ – Kennwert zur Erfassung der Hydratationsgeschwindigkeit	2 (langsam)	1,5 (schnell)
Entwicklung Feuchtespeicherung	entsprechend Bild 7.21	entsprechend Bild 7.21
Startwert des Feuchtepotentials	1,22	1,22
Entwicklung Wasserdampfdiffusionswiderstandszahl	entsprechend Tabelle 7.7 (CEM I -21,8)	ca. 50 % höhere Werte als Tabelle 7.7 (CEM I – 27,4)
Erstarrungsbeginn [h]	4	2
Wärmeleitfähigkeit $\lambda$ [W/(m·K)]	2,1	
Wärmekapazität $c_B$ [Ws/(kg·K)]	1050	
Rohdichte $\rho_B$ [kg/m <sup>3</sup> ]	2300	
Höhe der Betonschicht [cm]	10	15
$v_{\text{Wind}}$ [m/s]	0,5 m/s (üblicherweise vorh. Belastung durch Klimageräte)	
Nachbehandlung	1d Folie mit $\mu = \infty$	keine

Die Ergebnisse der Vergleichsrechnungen zeigen Bild 7.33 und Bild 7.34. Man kann erkennen, dass die relative Porenluftfeuchte sowohl hinsichtlich des Verlaufes über die Tiefe als auch die zeitliche Entwicklung hinreichend genau abgeschätzt werden kann. Zu den experimentell ermittelten Werten traten maximale Abweichungen von ca. 10 % (absolut) auf. Eine Tendenz, dass mit den Berechnungen eher höhere oder niedrigere relative Porenluftfeuchten bestimmt werden, existiert nicht. Bei der Bewertung der Übereinstimmung der Ergebnisse aus Experiment und Berechnung ist auch zu berücksichtigen, dass die Messung der relativen Porenluftfeuchte selbst Messunsicherheiten unterliegt. Dies zeigen auch neuere Untersuchungen in [263]. Insgesamt erscheint die Übereinstimmung mit den verwendeten experimentellen Ergebnissen ausreichend, um im weiteren Verlauf mit dem Rechenprogramm Betrachtungen zum prinzipiellen Verständnis der Austrocknung von jungem Beton zu führen.

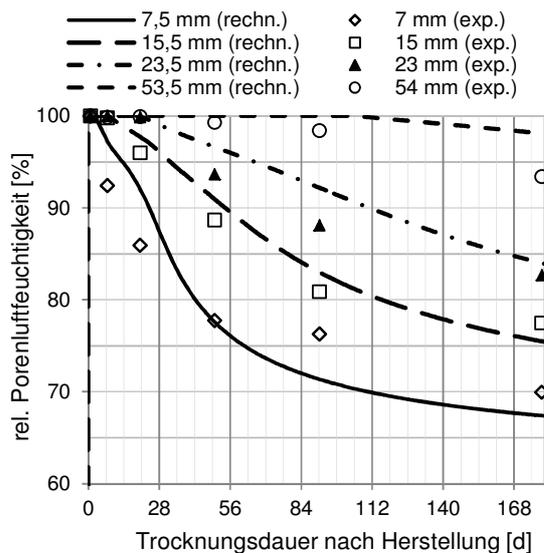


Bild 7.33: Vergleich zwischen experimentell bestimmter [261] und rechnerisch ermittelter zeitlicher Entwicklung der relativen Porenluftfeuchte in Beton.

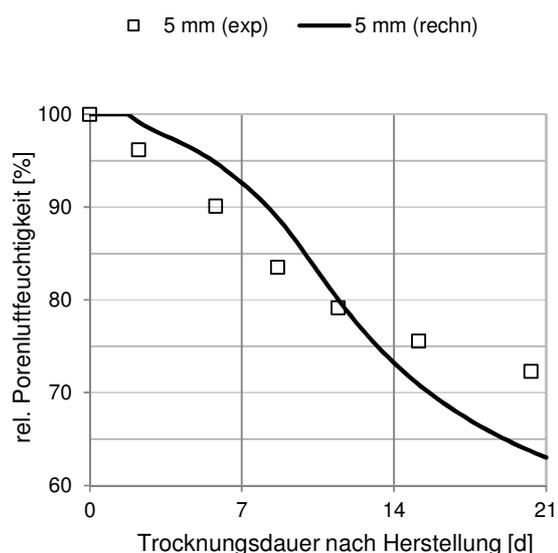


Bild 7.34: Vergleich zwischen experimentell bestimmter [262] und rechnerisch ermittelter zeitlicher Entwicklung der relativen Porenluftfeuchte in Beton.

### 7.7.4 Parameterstudie - Porosität der Betonrandzone

In Abschnitt 6 wurde die Porosität der Betonrandzone mittels digitaler Bildanalyse untersucht. Dabei konnte für verschiedene Nachbehandlungsarten ein typischer Verlauf der Zementsteinporosität festgestellt werden. Die ermittelten Porositäten berücksichtigen aber nur Poren mit einem Radius von größer  $0,5 - 1 \mu\text{m}$ . Zwischen der kapillaren Wasseraufnahme und der ermittelten Porosität konnte ein Zusammenhang festgestellt werden. Eine Korrelation zwischen der ermittelten Porosität und der Abwitterung war aber nicht erkennbar. Offensichtlich wird der Frost-Taumittel-Widerstand hauptsächlich von den wesentlich feineren Poren bestimmt. Um weitere Aussagen zur Entwicklung des Gefüges in der Randzone zu gewinnen, wird folgendes Vorgehen angewendet.

In Abschnitt 7.4.4 wurden für verschiedene Mörtel die Porenradienverteilungen zu unterschiedlichen Erhärtungszeiten (konservierende Lagerung bei  $20^\circ\text{C}$ ) bestimmt. In Bild 7.35 ist für die Zemente mit der höchsten und der niedrigsten Frühfestigkeit der Porositätsanteil mit Porenradien  $r \geq 0,03 \mu\text{m}$  in Abhängigkeit des äquivalenten Alters (bez. auf  $20^\circ\text{C}$ ) dargestellt.

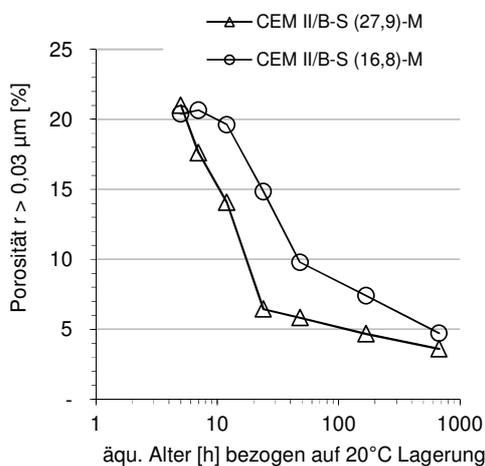


Bild 7.35: Entwicklung des Porositätsanteil  $r > 0,03 \mu\text{m}$  bei den Mörteln CEM II/B-S (27,9)-M und CEM II/B-S (16,8)-M.

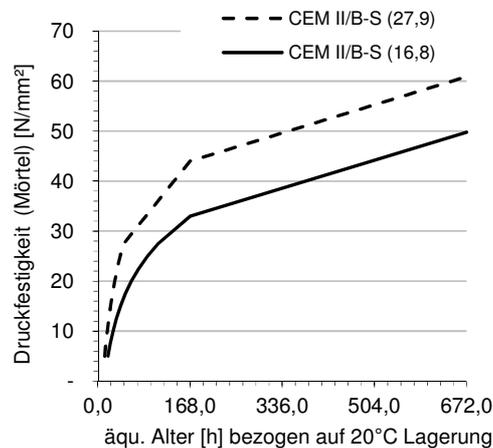


Bild 7.36: Entwicklung der Druckfestigkeit bei den für die Zemente CEM II/B-S (27,9 und CEM II/B-S (16,8). Prüfung nach DIN EN 197.

Weiterhin kann mit dem vorgestellten Computerprogramm das äquivalente Beton- bzw. Mörtelalter<sup>50</sup> in Abhängigkeit der Tiefe berechnet werden. Durch die Kombination der für verschiedene Hydratationsalter vorliegenden Porenradienverteilungen und des im Computerprogramm ermittelten äquivalenten Alters, lässt sich die Porosität des Mörtels in verschiedenen Tiefen abschätzen<sup>51</sup>. Die Festlegung auf den Porositätsanteil  $r \geq 0,03 \mu\text{m}$  erfolgte, da Haegermann [80] für diesen Porositätsanteil eine entscheidende Bedeutung für den Frost-Tausalz-Widerstand festgestellt hat. Nach seinen Untersuchungen an Betonproben aus einer Laborlagerung bzw. einer 6 monatigen Freilagerung war der Frost-Tausalz-Widerstand immer dann gering, wenn der Anteil an Poren mit  $r \geq 0,03 \mu\text{m}$  größer als ca. 22 Vol.-% bezogen auf den Zementstein betrug. Das korrespondiert für die hier durchgeführten Untersuchungen mit einer Mörtelporosität von größer 8,5 Vol.-%. Dieser Grenzwert soll jedoch nur zur Orientierung dienen. Da es sich bei den nachfolgenden Betrachtungen um eher theoretische Überlegungen handelt und im Gegensatz zu den Untersuchungen von Haegermann hier nur Berechnungen für Mörtel möglich sind, können die Ergebnisse nicht verallgemeinert werden. Ziel der nachfolgenden Betrachtung ist es, durch die Berechnungen qualitative Aussagen zur

<sup>50</sup> Bezogen auf die Lagerungstemperatur von  $20^\circ\text{C}$

<sup>51</sup> Diese Annahme vernachlässigt, dass unterschiedliche Feuchtebedingungen durchaus zu verschiedenen Gefügeentwicklungen führen können.

Porosität in der Randzone zu ermöglichen, wenn der Beton verschiedenen Klimabedingungen ausgesetzt ist und der Beton mit einem langsam- bzw. schnell reagierenden Zement hergestellt wurde. Ergänzend soll bei einigen Berechnungen eine Abschätzung der Mörteldruckfestigkeit in Abhängigkeit der Austrocknung über die in Bild 7.36 dargestellte zeitliche Entwicklung der Mörteldruckfestigkeit durchgeführt werden. Es werden die in Tabelle 7.19 dargestellten Lagerungsbedingungen betrachtet. Angaben zu den gewählten materialtechnischen Parametern enthält Tabelle 7.20. Die dort gewählten Parameter sollen die Verwendung eines Zementes mit langsamer bzw. schneller Festigkeitsentwicklung widerspiegeln.

Tabelle 7.19: Lagerungsbedingungen für Parameterstudie zur Porosität in der Randzone.

	Laborlagerung	Herbst	Sommer	Herbst (sehr kalt)
$T_{\text{Luft}}$ (Tagesmittel) [°C]	20	12	25	5
$T_{\text{Luft}}$ (Tagesschwankung) [°C]	0	4	5	2
r. F. (Tagesmittel) [%]	65	70	60	80
r. F. (Tagesschwankung) [%]	0	20	20	10
Wind [m/s]	0,5	2	2	2
Untergrundtemperatur [°C]	20	12	20	10
Frischbetontemp. [°C]	20	20	20	20
Wärmestrahlung (vgl. Abschn. 7.2.7)				
Albedo	-	0,2	0,2	0,2
Betonierbeginn	-	10:00 Uhr	10:00 Uhr	10:00 Uhr
Bedeckung (Wolken, siehe Gl. 7.22)	-	8	4	8

Tabelle 7.20: Materialtechnische Eingangsparameter zur Abschätzung der Porosität mit  $r \geq 0,03 \mu\text{m}$ .

Zuordnung von Eingangsparametern für rechnerische Betrachtungen	Geringe Frühfestigkeit	Hohe Frühfestigkeit
$\gamma$ - Exponent zur Berücksichtigung der Festigkeits- bzw. Gefügeentwicklung gemäß Gl. 7.49 und Gl. 7.50 [-]	2	1,5
Erstarrungsbeginn EB [h]	4	3
Feuchteleitfähigkeit im frischen Zustand $\kappa_0(1)$ [m <sup>2</sup> /s]	$3 \cdot 10^{-6}$	$1,8 \cdot 10^{-6}$
Startpotential (Kießlpotential)	1,22	1,22
Wasserdampfdiffusionswiderstandszahl	Gemäß Tabelle 7.8 CEM II/B-S (16,8)-M	Gemäß Tabelle 7.8 CEM II/B-S (27,9)-M
Zur Ableitung von Gefügekenngößen anhand des berechneten äquivalenten Alters werden verwendet		
Porositätsentwicklung $r > 0,03 \mu\text{m}$ analog experimenteller Ergebnisse für	CEM II/B-S (16,8)-M	CEM II/B-S (27,9)-M
Druckfestigkeitsentwicklung analog experimenteller Ergebnisse für (Prüfung nach DIN EN 197)	CEM II/B-S (16,8)	CEM II/B-S (27,9)

Zur Berücksichtigung des Einflusses einer Nachbehandlung mit flüssigen Nachbehandlungsmitteln wird entsprechend Gl. 7.11 die Sperrwirkung des Nachbehandlungsmittelfilms über einen äquivalenten Wasserdampfübergangskoeffizienten berücksichtigt. Gemäß den Ergebnissen aus Abschn. 7.4.1 wird die Wasserdampfdiffusionswiderstandszahl mit 3000 – 7000 angesetzt. Damit wird ein eher schlechter bzw. ein tendenziell besserer NBM-Film abgebildet. Der Zeitpunkt der Wirksamkeit des NBM wurde für eine Laborlagerung auf 6 Stunden und bei einer Freilagerung im Herbst bzw. im Sommer auf 24 bzw. 2 Stunden festgelegt. Das entspricht den Erfahrungen aus den Abschnitten 3 und 5.

Bild 7.37 und Bild 7.38 geben die Berechnungsergebnisse für eine Lagerung im Labor bei 20 C und 65 % r. F. ohne Nachbehandlung zu einem realen Alter von 28 Tagen wieder. Bild 7.37 zeigt das erreichte äquivalente Alter in der Betonrandzone bis in eine Tiefe von 10 mm. Wie erwartet, kommt die Hydratation in der Randzone zum Stillstand. Direkt an der Oberfläche wird für einen schnell reagierenden Zement ein äquivalentes Alter von ca. einem Tag erreicht. Ein langsam reagierender Zement erreicht ein etwa doppelt so hohes äquivalentes

Alter. Dies ist auf eine längere Kapillarphase bei langsam reagierenden Zementen zurückzuführen. In diesem Punkt werden also die Erfahrungen aus den experimentellen Untersuchungen bestätigt. Mit der Tiefe nimmt das äquivalente Alter schnell zu. Bereits in einer Tiefe von einem Millimeter beträgt das äquivalente Alter 7 Tage. Für den Zement mit hoher Frühfestigkeit verläuft die Hydratation ab einer Tiefe von 5 mm ungestört. Bei langsamer Festigkeitsentwicklung tritt eine Beeinträchtigung der Hydratation bis ca. 7 – 8 mm auf. Somit wird durch die Berechnungen auch untermauert, dass zwar bei schnell reagierenden Zementen die Kapillarphase schneller endet, eine stärkere und tiefer reichende Beeinträchtigung der Hydratation erfolgt aber bei langsam reagierenden Zementen, da hier aufgrund der langsameren „Selbstabdichtung“ eine ausgeprägtere Übergangsphase existiert. Die Mörtelfestigkeit in der Randzone (Tiefe = 0,3 mm) beträgt für den schnell reagierenden Zement ca. 28 N/mm<sup>2</sup>. Für den Zement mit geringer Frühfestigkeit wird in gleicher Tiefenlage eine Druckfestigkeit von 24 N/mm<sup>2</sup> berechnet.

Noch deutlicher wird der Unterschied zwischen langsamer und schneller Festigkeitsentwicklung anhand Bild 7.38. Dieses Diagramm zeigt den berechneten Porositätsanteil mit Radien  $\geq 0,03 \mu\text{m}$ . Für den Zement mit langsamer Festigkeitsentwicklung beträgt dieser Porositätsanteil in direkter Oberflächennähe 10,4 Vol.-%. Für die Verwendung eines schnell reagierenden Zementes wurde ein Wert von 7,6 Vol.-% bestimmt. In Bild 7.38 erkennt man weiter, dass die Porosität beim langsam reagierenden Zement auch in größerer Tiefe noch erhöht ist. Unter Berücksichtigung der Ergebnisse von Haegermann [80] ist deshalb anzunehmen, dass dieser Mörtel einen geringeren Frost-Tausalz-Widerstand aufweist.

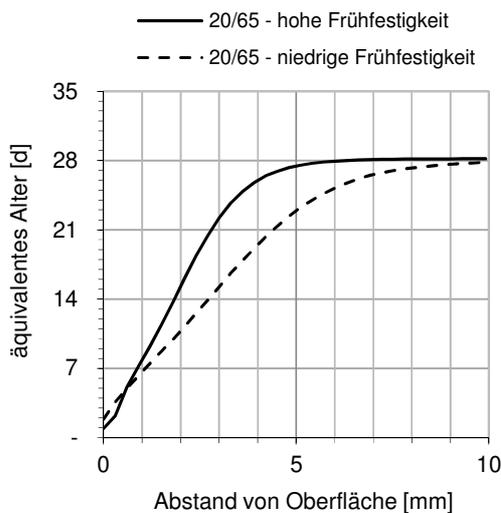


Bild 7.37: Erreichtes äquivalentes Alter in Abhängigkeit vom Abstand der Oberfläche. Berechnung für Lagerung im Labor bei 20°C und 65 % r.F. unter Verwendung eines Zementes mit hoher bzw. niedriger Frühfestigkeit. (reales Alter = 28 d)

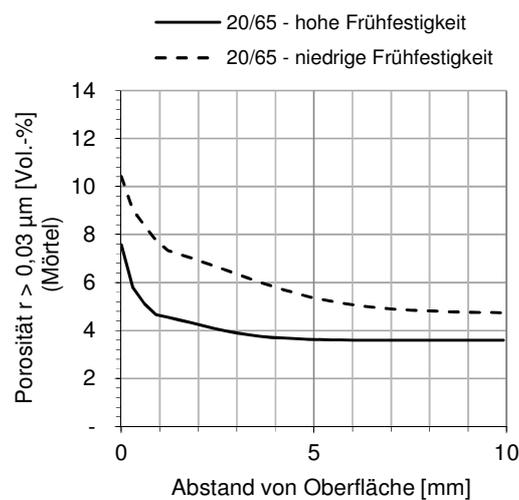


Bild 7.38: Aus berechnetem äquivalenten Alter (Bild 7.37) abgeleitete Porosität mit  $r \geq 0,03 \mu\text{m}$  (vgl. Bild 7.35). (reales Alter = 28 d)

Für die ebenfalls betrachtete Lagerung im Sommer und im Herbst (Bild 7.39 bis Bild 7.42) werden analoge Ergebnisse ermittelt<sup>52</sup>. Auffällig ist, dass bei einer angenommenen Lagerung im Sommer die Porosität der Randzone im Fall des Zementes mit geringer Frühfestigkeit deutlich erhöht ist. Der Zement mit hoher Frühfestigkeit zeigt dagegen relativ unabhängig von den Lagerungsbedingungen eine niedrige Porosität. Auch in diesem Punkt werden also die Erkenntnisse aus den experimentellen Untersuchungen bestätigt. Für den Zement mit der höchsten Frühfestigkeit wurde unabhängig von der Nachbehandlung stets ein hoher Frost-Tausalz-Widerstand erreicht. Die berechneten Druckfestigkeiten in der Randzone (Tie-

<sup>52</sup> Einem äquivalenten Alter von größer 28 d werden vereinfacht die mechanischen Kennwerte des äquivalenten Alters von 28 d zugeordnet.

$f_e = 0,3 \text{ mm}$ ) liegen zwischen  $15 \text{ und } 33 \text{ N/mm}^2$ , wobei die Berechnungen für den Zement mit hoher Frühfestigkeit stets höhere Werte ergibt.

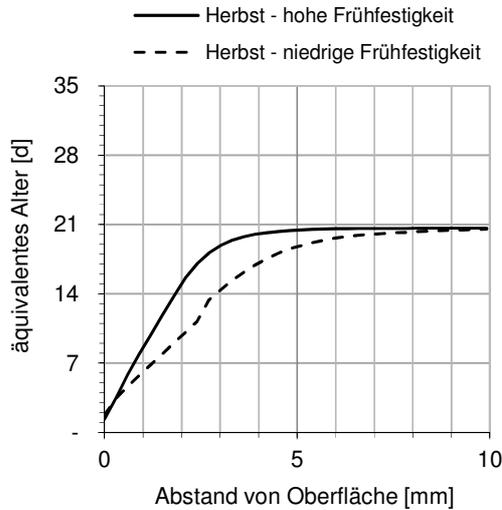


Bild 7.39: Erreichtes äquivalentes Alter in Abhängigkeit vom Abstand der Oberfläche. Berechnung für Lagerung im Herbst unter Verwendung eines Zementes mit hoher bzw. niedriger Frühfestigkeit. (reales Alter = 28 d)

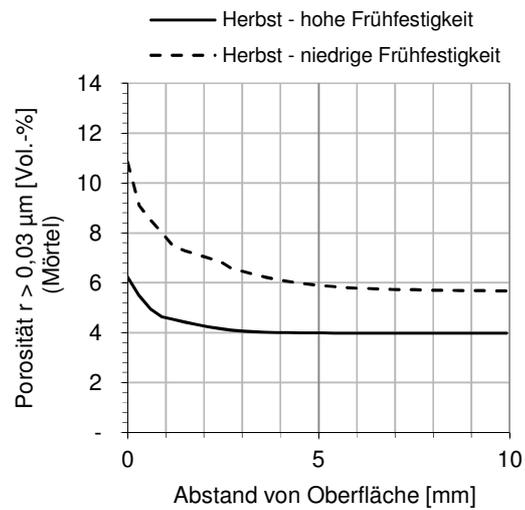


Bild 7.40: Aus berechnetem äquivalenten Alter (Bild 7.39) abgeleitete Porosität mit  $r \geq 0,03 \mu\text{m}$  (vgl. Bild 7.35). (reales Alter = 28 d)

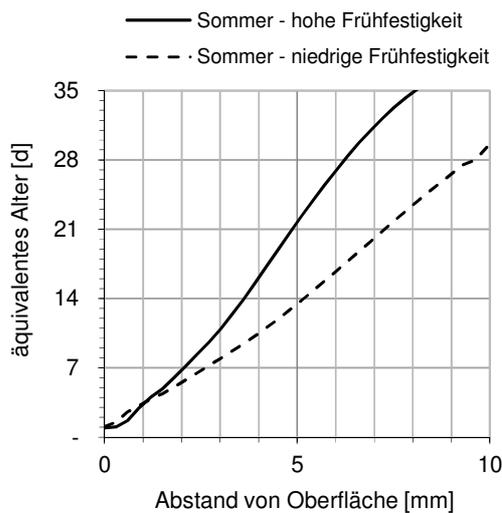


Bild 7.41: Erreichtes äquivalentes Alter in Abhängigkeit vom Abstand der Oberfläche. Berechnung für Lagerung Sommer unter Verwendung eines Zementes mit hoher bzw. niedriger Frühfestigkeit. (reales Alter = 28 d)

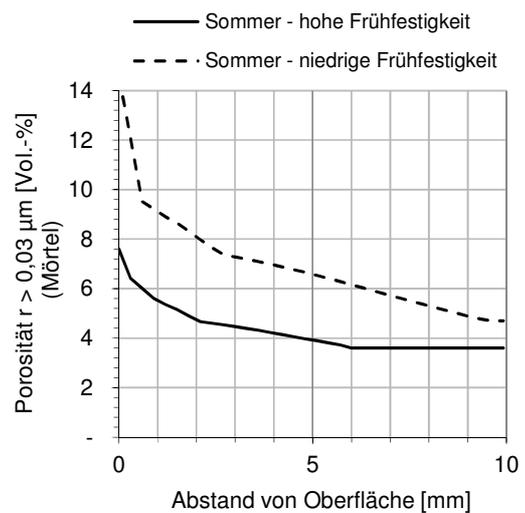


Bild 7.42: Aus berechnetem äquivalenten Alter (Bild 7.41) abgeleitete Porosität mit  $r \geq 0,03 \mu\text{m}$  (vgl. Bild 7.35). (reales Alter = 28 d)

Interessant sind weitere Berechnungsergebnisse für eine Herbstlagerung bei sehr niedrigen Temperaturen ( $T_{\text{Luft}} = 5 \pm 2 \text{ }^\circ\text{C}$ ) aber mit verhältnismäßig niedriger Luftfeuchtigkeit ( $r. F. = 60 \pm 10 \%$ ). Alle anderen Parameter entsprechend Tabelle 7.19. Ein solcher Fall wird hier betrachtet, da im Rahmen von Freilagerungsversuchen für kühle Herbstbedingungen hohe Abwitterungsmengen, d.h. ein geringer Frost-Tausalz-Widerstand beobachtet wurden. Da unter herbstlichen Bedingungen auch für einen Zement mit höherer Frühfestigkeit ( $f_{\text{ck}, 2\text{d}} = 23 \text{ N/mm}^2$ ) Abwitterungsmengen nahe  $1500 \text{ g/m}^2$  auftraten, soll anhand der rechnerischen Betrachtung versucht werden eine möglich Ursache für diese Verhalten aufzuzeigen. Da andererseits gerade unter herbstlichen Witterungsbedingungen Nachbehandlungsmittel eine hohe Wirksamkeit bezüglich des Frost-Tausalz-Widerstand aufwiesen, soll an dieser Stelle auch die Wirkung eines Nachbehandlungsmittels untersucht werden. Die Ergebnisse zeigen Bild 7.43 und Bild 7.44. Wie erwartet, wird aufgrund der niedrigen Temperaturen auch in größe-

ren Tiefen nur ein geringes äquivalentes Alter von 15 Tagen erreicht. Ohne eine Nachbehandlung beträgt das erreichte äquivalente Alter in der direkten Randzone nur noch knapp einen Tag und erst in einer Tiefe von 5 mm wird die Hydratation nicht mehr durch die Austrocknung beeinträchtigt, d.h. auch dort wird das äquivalente Alter von ca. 15 Tagen erreicht. In der Folge ergibt sich ein sehr starker Porositätsgradient in der Randzone (vgl. Bild 7.44). Wird die Berechnung dagegen unter Berücksichtigung der Sperrwirkung eines NBM durchgeführt, erreicht die Randzone ein äquivalentes Alter von über 10 Tagen und bereits in einer Tiefe von 2 mm liegt keine trocknungsbedingte Beeinträchtigung der Hydratation mehr vor. Bezüglich der Randzonenporosität ergibt sich dadurch kaum ein Unterschied zwischen der Porosität in der Randzone und in einer Tiefe von 5 mm. Hierin könnte die gute Wirkung der Nachbehandlungsmittel bei herbstlichen Bedingungen (und der NBM allgemein) begründet sein. Möglicherweise wirkt ein starker Porositätsgradient in der Randzone ungünstig auf den Frost-Tausalz-Widerstand. Dass die Berechnungen für einen Zement mit geringer Frühfestigkeit stets stärkere Porositätsgradienten ergeben, untermauert diese These. Da bislang ein belastbares und anerkanntes Modell zu den Ursachen der Oberflächenabwitterungen fehlt und die These zum Einfluss eines Porositätsgradienten zu großen Teilen auf der Basis theoretischer Berechnungen fußen, kann eine schlussendliche Wertung nicht vorgenommen werden. Es sind deshalb noch weitere Untersuchungen notwendig, um die Ausbildung und Wirkung eines Porositätsgradienten auf den FTSW zu erforschen.

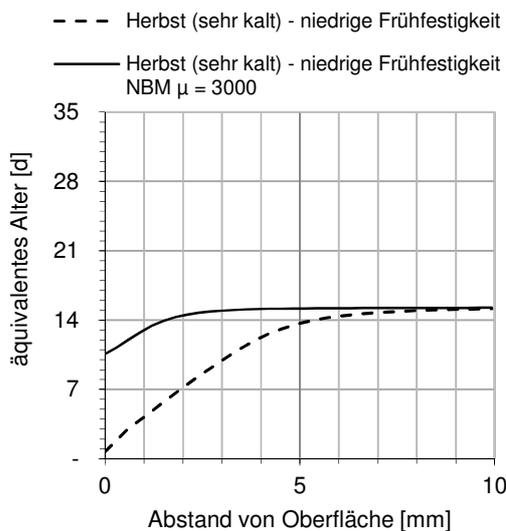


Bild 7.43: Erreichtes äquivalentes Alter in Abhängigkeit vom Abstand der Oberfläche. Berechnung für Lagerung im Herbst bei niedrigen Temperaturen unter Verwendung eines Zementes mit niedriger Frühfestigkeit mit und ohne Auftrag eines Nachbehandlungsmittels. (reales Alter = 28 d)

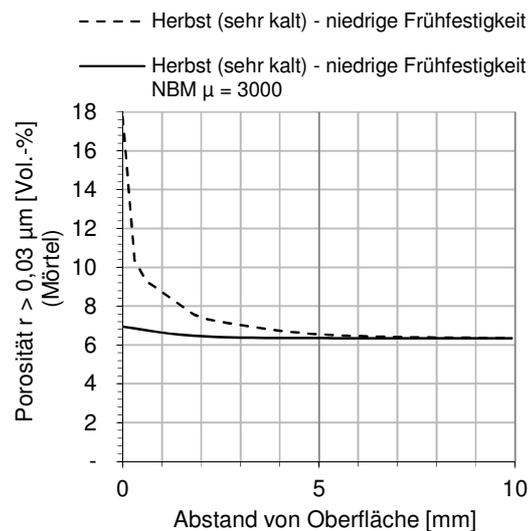


Bild 7.44: Aus berechnetem äquivalenten Alter (Bild 7.43) abgeleitete Porosität mit  $r \geq 0,03 \mu\text{m}$  (vgl. Bild 7.35). (reales Alter = 28 d)

Bild 7.45 und Bild 7.46 verdeutlichen dass auch unter sommerlichen Bedingungen eine Nachbehandlung mit NBM wirksam ist. Durch den Einsatz flüssiger Nachbehandlungsmittel wird im Vergleich zur nicht nachbehandelten Variante ein 7-mal höheres äquivalentes Betonalter errechnet. Dies führt dazu, dass der Anteil an Poren mit  $r \geq 0,03 \mu\text{m}$  in der Randzone im Vergleich zu einer Tiefe von 10 mm nahezu doppelt so hoch ist. Setzt man für die Berechnungen ein NBM-Film mit einer Wasserdampfdiffusionswiderstandszahl von  $\mu = 7000$  an, wird die positive Wirkung weiter verstärkt. Auffällig ist aber, dass im Gegensatz zu den Berechnungen für herbstliche Bedingungen ein stärkerer Gradient hinsichtlich des äquivalenten Alters bzw. der Porosität vorliegt. Für die sommerlichen Bedingungen werden trotz Berücksichtigung eines Nachbehandlungsmittels in der Randzone im Vergleich zu einer Tiefe von 10 mm ca. 30 % höhere Porositäten berechnet. Für die herbstliche Lagerung wurde ein wesentlich geringerer Unterschied zwischen Randbereich und größeren Tiefen berechnet.

Absolut gesehen sind die Randzonenporositäten zwischen herbstlicher und sommerlicher Lagerung aber nahezu gleich, da unter herbstlichen Bedingungen wesentlich geringere Reifegrade bzw. äquivalente Alter erreicht werden.

In Abschn. 3.3.3 und 4.4.2 wurde bei experimentellen Auslagerungsversuchen unter herbstlichen Bedingungen eine hohe Wirksamkeit der flüssigen Nachbehandlungsmittel festgestellt. Dies betraf sowohl die erreichte Gesamtwasserrückhaltung, als auch die Verbesserung des Frost-Tausalz-Widerstandes. Betrachtet man diese experimentellen Ergebnisse im Kontext mit den hier gemachten theoretischen Ergebnissen, so wird erneut die These gestärkt, dass nicht nur die absolute Porosität der Randzone einen Einfluss auf den Frost-Tausalz-Widerstand haben muss, sondern auch der Gradient der Porosität.

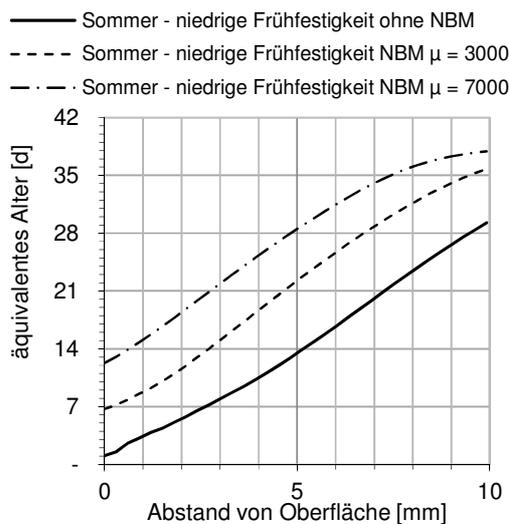


Bild 7.45: Erreichtes äquivalentes Alter in Abhängigkeit vom Abstand der Oberfläche. Berechnung für Lagerung im Sommer unter Verwendung eines Zementes mit niedriger Frühfestigkeit mit und ohne Auftrag eines Nachbehandlungsmittels. (reales Alter = 28 d)

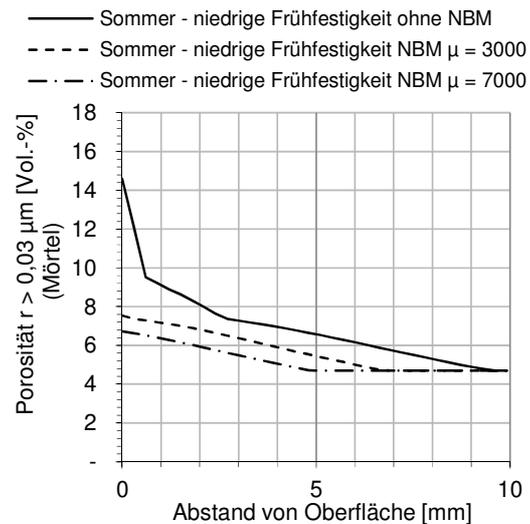


Bild 7.46: Aus berechnetem äquivalenten Alter (Bild 7.45) abgeleitete Porosität mit  $r \geq 0,03 \mu\text{m}$  (vgl. Bild 7.35). (reales Alter = 28 d)

## 8 FAZIT UND ZUSAMMENFASSUNG

### 8.1 Wissenschaftliche Erkenntnisse

In der vorliegenden Arbeit wurden in verschiedenen Abschnitten experimentelle und theoretische Untersuchungen durchgeführt, um einen Beitrag zur Klärung der komplexen Vorgänge zwischen der Austrocknung und der Gefügeentwicklung bzw. der damit einhergehenden Dauerhaftigkeit, gemessen als Frost-Tausalz-Widerstand, am Beispiel von Straßenbetonen zu leisten. Dazu wurden Untersuchungen zur Erfassung des Trocknungsverlaufes des jungen Betons (Abschnitt 3) durchgeführt und analysiert wie verschiedene Nachbehandlungsverfahren auf diesen Verlauf Einfluss nehmen. An den dabei hergestellten Proben erfolgte anschließend die Bestimmung des Frost-Tausalz-Widerstandes (Abschnitt 4) und eine mikroskopische Beschreibung und quantitative Analyse des Randzonengefüges (Abschnitt 6). Zur Verifizierung wurden analog zu den Laborversuchen Praxisstrecken begleitet und Auslagerungsversuche durchgeführt (Abschnitt 5).

Als Grundlage für weitere Forschungsarbeiten und zum grundsätzlichen Verständnis wurden theoretische Betrachtungen zum Einfluss der Austrocknung auf die Gefügeentwicklung durchgeführt (Abschnitt 7). Zu diesem Zweck wurden notwendige Kenngrößen herausgearbeitet und Möglichkeiten erarbeitet, wie die hydratationsabhängigen Veränderungen dieser Kenngrößen erfasst werden können. Durch erste numerische Berechnungen konnte eine grundsätzliche Eignung dieses Vorgehens bestätigt werden, so dass ein Werkzeug vorliegt, mit dem im Vorfeld von experimentellen Untersuchungen theoretische Betrachtungen durchgeführt werden können.

Aus den Untersuchungen in Abschnitt 3 bis 5 können folgende Schlussfolgerungen zum Trocknungsverhalten gezogen werden:

- Die Austrocknung des jungen Betons lässt sich in drei Trocknungsphasen einteilen (Bild 3.27, Bild 3.28). Die erste Trocknungsphase wird als Kapillarphase bezeichnet, da Verdunstungsverluste durch kapillares Nachsaugen von Wasser aus groben Kapillaren und Zwickelbereichen ausgeglichen werden kann. Eine kritische Austrocknung der Randzone kann in der Kapillarphase nicht eintreten.
- Die zweite Trocknungsphase wird als Übergangsphase bezeichnet, da sie den Übergang zwischen hauptsächlich kapillarem und hauptsächlich diffusionskontrolliertem Feuchtigkeitstransport (3. Trocknungsphase – Diffusionsphase) darstellt. In der Übergangsphase kommt es ohne Nachbehandlungsmaßnahmen zu einer kritischen Austrocknung der Randzone, wobei die Trocknungsrate schnell abnimmt und somit ein Fortschreiten der Austrocknung in tiefere Schichten unterbunden wird. Dieser Vorgang wird als Selbstabdichtung bezeichnet.
- Der Beginn der Übergangsphase bzw. das Ende der Kapillarphase stellt somit den spätesten Zeitpunkt für den Beginn von Nachbehandlungsmaßnahmen zur Vermeidung eines „Verdurstens der Randzone“ dar.
- Als maßgebliche Einflussfaktoren auf die Dauer der Kapillarphase konnten die Lagerungstemperatur, die 2d-Zementdruckfestigkeit und die potentielle Verdunstung herausgearbeitet werden. Mit der Ableitung eines Nomogramms (Bild 3.39) liegt ein praxistaugliches Werkzeug zur überschläglichen Bestimmung des Endes der Kapillarphase vor.
- Zemente mit sehr geringer Frühfestigkeit zeigen tendenziell eine etwas ausgeprägtere Übergangsphase. Dies ist auf eine langsamere Selbstabdichtung zurückzuführen.

- Durch die Anwendung von flüssigen Nachbehandlungsmitteln konnte die Gesamtwasserabgabe deutlich reduziert werden. Die Austrocknung der Randzone wird mit ihnen aber nicht verhindert, jedoch hinsichtlich des Zeitpunktes und des Ausmaßes günstig beeinflusst.
- Die zeitliche Filmbildung und die Qualität des NBM-Films sind eng mit dem Feuchtezustand des Betonuntergrundes verbunden. Werden die NBM auf eine noch wasserabstoßende Fläche gesprüht, erzielen sie keinerlei Wirkung (Bild 3.57, Bild 3.58).
- Nach dem Auftrag des NBM wird Porenlösung aus dem Beton über das noch unverfilmte NBM an die Umgebung abgegeben. Die mittransportierten Ionen kristallisieren später zwischen den Wachspartikeln aus und führen zu einer schlechteren Filmqualität verbunden mit einer geringeren Wirksamkeit. Deutliche Qualitätseinbußen in der Betonoberfläche sind dadurch aber nur zu erwarten, wenn die Filmbildung sehr lang andauert und in dieser Zeit große Mengen an Feuchtigkeit durch das NBM geleitet werden.
- Die Vorgaben zur Prüfung der NBM in den TL NBM-StB begünstigen eine frühe Filmbildung durch Absaugen von Dispersionswasser aus dem NBM in den Beton<sup>53</sup>. Das erklärt, warum im Rahmen dieser Prüfung Sperrkoeffizienten von über 100 % erreicht werden.
- Bei einer Nachbehandlung mit feuchtem Sand nimmt der Beton Wasser aus dem Sand auf. Die aufgenommene Menge korrespondiert mit dem entstehenden Schrumpfporenvolumen. Durch diese Nachbehandlung wird meist mehr Wasser aufgenommen, als nachher wieder abgegeben wird.

Aus den Untersuchungen in Abschnitt 4 und 5 können folgende Schlussfolgerungen zum Frost-Tausalz-Widerstand von Straßenbetonen gezogen werden:

- Auch hüttensandhaltige Zemente mit HÜS-Gehalten  $\leq 40$  % erlauben die Herstellung von Betonen, die eine hohe Anwendungssicherheit hinsichtlich des FTSW aufweisen.
- Unabhängig von der verwendeten Zementart wurde für Zemente mit geringer Frühfestigkeit eine deutliche Verringerung des FTSW bei Vernachlässigung der Nachbehandlung festgestellt. Der Zement mit der geringsten Frühfestigkeit wies die höchsten Abwitterungen bei Vernachlässigung der Nachbehandlung auf. Es konnte eine Handlungsanweisung erarbeitet werden, mit der eine Auswahl von Zementen für Verkehrsflächen aus Beton auf einfachem Wege möglich ist.
- Die Ergebnisse zum Frost-Tausalz-Widerstand zeigen keine Korrelation zur Gesamtwasserabgabe. Die Annahme, dass eine hohe Gesamtwasserabgabe zu hohen Abwitterungen führen muss, ist falsch. Die Wassermenge, die während der Kapillarphase an die Umgebung abgegeben wird, führt nicht zu einem geringen Frost-Tausalz-Widerstand. Dies bestätigt die o.g. These, wonach eine kritische Austrocknung der Randzone erst nach Ende der Kapillarphase einsetzt.
- Überraschenderweise wurde für einige Betone sogar ein positiver Einfluss einer sehr frühen, starken Austrocknung (während der Kapillarphase) festgestellt. Dies wird auf die Entleerung von Zwickelbereichen zurückgeführt, die später wie künstlich eingebrachte Luftporen als Ausgleichsraum bei der Frost-Tausalzbelastung wirken können. Auch eine w/z-Wert Verringerung aufgrund eines plastischen Schwindens der Randzone kann als Ursache für die Feststellung in Frage kommen. Dieser Effekt tritt aber nur während eines engen Zeitfensters auf. Eine späte Austrocknung führt zu einem geringen FTSW.

<sup>53</sup> Insbesondere die geringe Probenkörperhöhe, die hohe Feinheit des Betons und verwendeten Zementes sowie die hohe Frühfestigkeit.

- Für die Trocknung nach Ende der Kapillarphase wird ein schwacher Trend festgestellt, wonach hohe Wasserabgaben zu hohen Abwitterungsmengen führen.
- Durch die angewendeten Nachbehandlungsmaßnahmen konnten für alle untersuchten Betone hohe Frost-Tausalz-Widerstände erreicht werden. Die 5-tägige Feuchtnachbehandlung erzielte dabei fast immer die höchste Wirksamkeit.
- Die Wirkung der flüssigen Nachbehandlungsmittel ist differenziert zu betrachten:
  - Bei Betonen unter Verwendung von nachbehandlungsempfindlichen Zementen führen sie bei korrekter Anwendung zu deutlich geringeren Abwitterungsmengen. Die positive Wirkung ist unter herbstlichen Bedingungen am stärksten ausgeprägt. Eine geringere oder gar fehlende Wirkung tritt ein, wenn das NBM falsch angewendet wird.
  - Bei Betonen unter Verwendung von nachbehandlungsunempfindlichen Zementen führen die NBM teilweise zu einer geringfügigen Verschlechterung der Frost-Tausalzbeständigkeit. Die Verschlechterung ist umso größer, je dichter der NBM-Film ist. Sie bleibt aber so gering, dass eine technische Bedeutung nicht vorliegt. Die Ursache dieser Feststellung liegt in der Wirkung der NBM als CO<sub>2</sub>-Bremse. Damit wird die gefügeverdichtende Wirkung der Carbonatisierung (bis mittlerem Hüttensandgehalt) unterbunden. Bei nachbehandlungsempfindlichen Zementen überwiegt dagegen der positive Effekt aus Wasserrückhaltung, der zu einem höheren Hydratationsgrad im Vergleich zu nicht nachbehandelten Proben führt.
  - Die Verwendung von flüssigen Nachbehandlungsmitteln führt zu einer sehr gleichmäßigen Abwitterung einer dünnen Schicht, während nicht nachbehandelte Proben eine sehr tiefe, meist narbenartige Abwitterung aufweisen.

Aus den Untersuchungen in Abschnitt 6 können folgende Schlussfolgerungen zur Ausbildung des Randzonengefüges bei Straßenbetonen abgeleitet werden:

- Die Zementsteinporosität (Kapillarporenbereich mit  $r \geq 0,5 - 1 \mu\text{m}$ ) ist in der äußersten Randzone 0 – 1 mm stark erhöht.
- Die Ursachen für diese erhöhte Porosität liegen in einer unzureichenden Hydratation, einer Erhöhung des w/z-Wertes durch Abstoßen von Anmachwasser und in einer Auflockerung des bereits leicht verfestigten Gefüges durch die Texturierung mittels Besenstrich.
- Die höchsten Porositäten (in der unmittelbaren Randzone) wurden überraschenderweise für mit NBM nachbehandelte Proben festgestellt. Allerdings fällt die Porosität bei ordnungsgemäßer Anwendung der NBM bereits in einer Tiefe zwischen 0,3 – 0,7 mm schnell ab und erreicht gleich geringe Porositätswerte wie sie für eine Nachbehandlung mit feuchtem Sand festgestellt wurden. Hierin liegt die positive Wirkung der NBM auf den FTSW begründet. Nur die dünne poröse Oberflächenschicht wittert schnell ab – das darunter liegende Gefüge weist eine hohe Beständigkeit auf. Untermauert wird dies durch die Feststellung, dass mit NBM nachbehandelte Proben zu meist ein degressives Abwitterungsverhalten aufweisen.
- Ohne Nachbehandlungsmaßnahmen ist die Porosität auch in größeren Tiefen erhöht. Da für diese Tiefen keine signifikante w/z-Wert-Erhöpfung ermittelt wurde, muss es sich um eine hydrationsbedingte Erhöhung der Porosität handeln.
- Die mittels digitaler Bildanalyse bestimmten Zementsteinporositäten zeigen einen schwachen Zusammenhang zur kapillaren Wasseraufnahme und einen guten Zusammenhang zur ermittelten Carbonatisierungstiefe - allerdings ergibt sich kein Zusammenhang mit den ermittelten Abwitterungsmengen. Daraus lässt sich schlussfolgern, dass der für einen hohen Frost-Tausalz-Widerstand relevante Porenanteil kleinere Radien besitzen muss.

Aus den Untersuchungen in Abschnitt 7 können Erkenntnisse aus den experimentellen Untersuchungen nachgestellt werden und einige Ansätze zur Klärung der Ursachen der Nachbehandlungsempfindlichkeit von langsam reagierenden Zementen abgeleitet werden:

- Die rechnerischen Betrachtungen bestätigen das abgeleitete 3-Phasen-Trocknungsmodell. Als wesentliche Einflussfaktoren auf die Dauer der Kapillarphase wurden, wie auch bei den experimentellen Untersuchungen, die potentielle Verdunstungsrate, die Lagerungstemperatur und die Reaktionsgeschwindigkeit des Zementes herausgearbeitet.
- Für langsam reagierende Zemente zeigen die Berechnungen, dass die Hydratation bis in größere Tiefen gestört wird (bestimmt als erreichtes äquivalentes Alter).
- Hinzu kommt, dass diese Zemente aufgrund ihrer langsameren Reaktionsgeschwindigkeit bei gleichem äquivalentem Alter ein gröberes Gefüge aufweisen. Dies führt zu einer insgesamt höheren Porosität in der Randzone.
- Eine über die erreichten äquivalenten Alter abgeleitete Bestimmung der Porosität mit Porenradien  $r > 0,03 \mu\text{m}^{54}$  zeigt, dass für langsam reagierende Zemente dieser Porenanteil in der Randzone wesentlich erhöht ist.
- Durch Berechnungen konnte ferner die höhere Wirksamkeit der Nachbehandlungsmittel bei kühler Witterung und langsam reagierenden Zementen nachgebildet werden. Die Berechnungen dazu zeigen weiter, dass sich das Gefüge in diesem Fall sehr gleichmäßig über die Höhe ausbildet – sich also nur ein geringer Porositätsgradient mit  $r > 0,03 \mu\text{m}$  ausbildet. Dies könnte als Hinweis gesehen werden, dass nicht allein die Porosität in der Randzone entscheidend für den FTSW ist, sondern das Verhältnis zwischen unmittelbarer Randzone und tiefer liegenden Schichten. Je höher die Porosität der unmittelbaren Randzone im Vergleich zu tiefer liegenden Schichten ist, desto geringer der FTSW.

## 8.2 Schlussfolgerungen für die Praxis

Das Thema der vorliegenden Arbeit entstand aus der Problematik des Frost-Tausalz-Widerstandes bei Verkehrsflächen aus Beton. In der Einleitung dieser Arbeit wurden dabei drei wesentliche Themenstellungen erläutert, für die es möglichst konkrete und praxistaugliche Antworten bzw. Lösungen zu finden galt. Diese drei Themenstellungen lassen sich durch die drei folgenden Fragen darstellen:

1. Ist die Verwendung von hüttensandhaltigen Zementen bezüglich des Frost-Tausalz-Widerstandes von Beton grundsätzlich kritisch zu bewerten?
2. Wann ist ein Zement als nachbehandlungsempfindlich einzustufen?
3. Welche Wirksamkeit weist eine Nachbehandlung mit flüssigen Nachbehandlungsmitteln auf und was gibt es bezüglich ihrer Anwendung zu beachten?

Um eine Übertragung der Ergebnisse bzw. der herausgearbeiteten Antworten in der Praxis zu vereinfachen, werden wichtige Ergebnisse in Form von Hinweisen für die Baupraxis herausgearbeitet.

### 8.2.1 Hüttensandhaltige Zemente – prinzipiell kritisch bezüglich FTSW?

Die Ergebnisse der vorliegenden Arbeit geben keine Anhaltspunkte dafür, dass hüttensandhaltige Zemente mit HÜS-Gehalten  $\leq 40 \%$  prinzipiell kritisch gesehen werden müssen. Es wurden u. a. 4 hüttensandhaltige Zemente und 3 Portlandzemente untersucht, mit allen Ze-

<sup>54</sup> Nach Hägermann wird der Frost-Tausalz-Widerstand in besonderem Maße durch den Gehalt an Poren mit  $r > 0,03 \mu\text{m}$  bestimmt.

menten ließen sich Betone herstellen, für die mit dem CDF-Test (Standardprüfung) ein ausreichender Frost-Tausalz-Widerstand nachgewiesen werden kann. Der Frost-Tausalz-Widerstand war auch dann ausreichend, wenn Prüffläche, Lagerung und Nachbehandlung der Proben praxisähnlich ausgeführt wurden. Bis auf einen Zement wurde ein ausreichender Frost-Tausalz-Widerstand auch dann erreicht, wenn die Proben gar nicht nachbehandelt wurden. Nur unter Verwendung eines CEM II/B-S 42,5 N mit einer sehr geringen 2d-Zementdruckfestigkeit führte ein Auslassen von Nachbehandlungsmaßnahmen zu Abwitterungsmengen, die das allgemein anerkannte Kriterium von 1500 g/m<sup>2</sup> nach 28 FTW im CDF überschritten. Andererseits war der Zement, der durchweg zur höchsten Frost-Tausalzbeständigkeit geführt hat, ebenfalls ein CEM II/B-S 42,5 N. Dieser wies jedoch eine deutlich höhere 2d-Zementdruckfestigkeit auf. Ein prinzipieller Ausschluss von hütten sandhaltigen Zementen mit HÜS-Gehalten  $\leq 40\%$  ist deshalb nicht zielführend und auch nicht notwendig.

### 8.2.2 Definition der Nachbehandlungsempfindlichkeit in Bezug auf den FTSW

Als Ergebnis dieser Arbeit kann geschlussfolgert werden, dass Portlandzemente und hütten sandhaltige Zemente i.d.R. dann bezüglich des Frost-Tausalz-Widerstandes nachbehandlungsempfindlich sind, wenn die 2d-Zementdruckfestigkeit (bestimmt gemäß DIN EN 196)  $< 23\text{ N/mm}^2$  beträgt (Bild 4.17). Die Festlegung auf die Zementdruckfestigkeit anstatt der Betondruckfestigkeit ergibt sich aus der Tatsache, dass die Zementdruckfestigkeit mit einem genormten Prüfverfahren hinsichtlich der Zusammensetzung bestimmt wird. Somit erlaubt die Zementdruckfestigkeit nach DIN EN 196 tatsächlich eine vergleichende Aussage zur Hydratationsgeschwindigkeit. Die 2d-Betondruckfestigkeit ist dagegen durch rezepturbedingte Einflüsse (w/z-Wert, Zementgehalt, Luftgehalt etc.) für eine solche Aussage nicht geeignet. Ergänzend muss erwähnt werden, dass die zugrundeliegende Bewertung der Nachbehandlungsempfindlichkeit über die Abwitterungszahl (Bild 4.17) nur berücksichtigt, wie stark die Abwitterung im Vergleich zur Standard CDF-Prüfung (d.h. bei optimaler Nachbehandlung) ansteigt. Für eine Bewertung der Eignung eines speziellen Zementes muss deshalb auch die mittels des Standard-CDF-Tests bestimmte Abwitterungsmenge an der Schallfläche berücksichtigt werden. Für Grenzfälle ist es deshalb angezeigt über das Zementdruckfestigkeitskriterium hinaus noch ein weiteres Entscheidungskriterium bereitzustellen. Dazu eignet sich folgendes Performance-Vorgehen:

Unter Verwendung des geplanten Zementes wird ein Beton hergestellt, wie es für jede neue Betonrezeptur im Rahmen einer Erstprüfung notwendig ist. Ergänzend zu der in der Erstprüfung geforderten Überprüfung der Frisch- und Festbetoneigenschaften (Konsistenz, Luftporengehalt, Frischbetonrohddichte sowie Druckfestigkeitsentwicklung und Festbetonrohddichte) werden 5 weitere Probekörper (Würfel mit Kantenlänge 150 cm) hergestellt. Diese werden an der Oberfläche mit einem Besenstrich versehen und anschließend im Laborklima bei 20°C und 65 % r.F. gelagert (Zugluft oder starke Windbelastungen sind auszuschließen). Eine Austrocknung darf nur über die texturierte Oberfläche erfolgen. Nach dem Ausschalen der Probekörper müssen alle Würfelflächen bis auf die texturierte Oberseite abgedichtet werden. Die Probekörper werden im Alter von 21 Tagen senkrecht zur Einfüllrichtung halbiert, so dass man einen Probekörper mit den Abmessungen 15 cm x 15 cm x 7 cm erhält, der die texturierte Oberfläche enthält. Nach dem Sägen werden die Proben bis zum 28. Tag im Klimaraum bei 20°C und 65 % r.F. gelagert. Anschließend erfolgt eine Bestimmung des Frost-Tausalz-Widerstandes im CDF-Test. Beträgt die Abwitterung nach 28 FTW bei diesem Vorgehen im Mittel  $\leq 1500\text{ g/m}^2$ , kann davon ausgegangen werden, dass i.d.R. auch bei unterschiedlichen Witterungsbedingungen und geringerer Nachbehandlungsgüte (z. B. aufgrund technologischer Probleme) ein ausreichender Frost-Tausalz-Widerstand erreicht wird. Vor dem Hintergrund der hohen Zementsteinporosität in der Randzone (vgl. Abschnitt 6.3) empfiehlt es sich die Grenze ggf. etwas tiefer anzusetzen, da eine Abwitterung von

1500 g/m<sup>2</sup> bei oberflächentexturierten Betonen bereits mit deutlichen Abwitterungstiefen einhergehen kann. Dies kann aufgrund des visuellen Erscheinungsbildes zu Reklamationen führen, deren Vermeidung das Ziel der Beteiligten sein sollte. Wird mit dem vorgeschlagenen Performancekonzept eine höhere Abwitterungsmenge festgestellt, aber für den Beton konnte mittels des Standard-CDF Test (bis zum 7.Tag unter Wasser gelagert, Prüffläche =Schalfläche) ein ausreichender Frost-Tausalz-Widerstand nachgewiesen werden, so bedeutet dies nicht, dass der Zement bzw. der mit dem Zement hergestellte Beton nicht zum Einsatz kommen kann. In einem solchen Fall kommt dem richtigen Einbau des Betons und der Nachbehandlung aber eine deutlich größere Bedeutung zu. Mögliche Fehler wirken sich hier mit deutlich größerer Wahrscheinlichkeit negativ auf die Dauerhaftigkeit aus.

Die beschriebene Charakterisierung über einen Beton-Performance-Versuch bezieht sich dann aufgrund rezepturbedingter Einflüsse nur auf den geprüften Beton. Es sind aber in gewissem Umfang grundsätzliche Rückschlüsse bezüglich des verwendeten Zements möglich.

Mit diesem zweistufigen Vorgehen ist eine anwendungssichere Auswahl von Zementen möglich, ohne dass die Verwendung von hüttensandhaltigen Zementen mit HÜS-Gehalten  $\leq 40\%$  grundsätzlich ausgeschlossen werden muss. Die Anwendung des hier beschriebenen Beton-Performance-Versuchs kann zudem auch zur Beurteilung von Zementen verwendet werden, die in dieser Arbeit nicht im ausreichenden Umfang untersucht wurden, um sie mit dem genannten Grenzwert der 2d-Zementdruckfestigkeit abzudecken (z.B. CEM II/B-M Zemente).

Auch nachbehandlungsempfindliche Zemente können verwendet werden (sie können je nach Anwendungsfall aufgrund spezieller Rahmenbedingungen sogar die Vorzugslösung sein). Betone unter Verwendung nachbehandlungsempfindlicher Zemente bedürfen aber eines höheren Aufwandes bezüglich der Qualitätssicherung während des Einbaus und der Nachbehandlung. Es können alle üblichen Nachbehandlungsmaßnahmen angewendet werden. Die Verwendung von flüssigen Nachbehandlungsmitteln ist besonders bei kühler Witterung zu empfehlen, wenn gewährleistet wird, dass eine Beschädigung des NBM-Films vermieden wird. Temporäre Maßnahmen (z.B. Abdeckung mit Folien, Feuchthaltung der Oberfläche) sind vor allem im Sommer eine gute Möglichkeit, da die erforderliche Nachbehandlungsdauer dann aufgrund der höheren Temperaturen geringer ist und sich diese Maßnahmen besonders für kurze Nachbehandlungszeiten eignen. Ist die Nachbehandlung über einen längeren Zeitraum erforderlich, wirken diese Maßnahmen störend auf den Bauablauf.

Aussagen über die Mindestdauer von Nachbehandlungsmaßnahmen (zur Gewährleistung eines ausreichenden Frost-Tausalz-Widerstandes) bei Verwendung nachbehandlungsempfindlicher Zemente (nach Definition in dieser Arbeit) können noch nicht mit ausreichender Sicherheit festgelegt werden. Zumindest nicht, ohne durch Zugabe sehr großer Vorhaltemaße letztlich doch wieder eher wenig fundierte Angaben zu machen. Wenn der Nachbehandlungsmittelfilm nicht durch mechanische Belastungen zerstört wird, kann mit NBM die erforderliche Nachbehandlungsgüte sicher erreicht werden. Es deutet zudem viel darauf hin, dass die Nachbehandlung so lange aufrechterhalten werden muss, bis es nicht mehr zu einer deutlich unterschiedlichen Gefügeentwicklung zwischen Randzone und tieferen Bereichen kommen kann. Es gibt einige Hinweise, die zeigen, dass sich Randzone und tiefere Schichten nicht allzu stark in ihren Eigenschaften unterscheiden dürfen, damit ein ausreichender Frost-Tausalz-Widerstand gewährleistet ist. Um hier genauere und fundierte Angaben zur notwendigen Nachbehandlungsdauer zu ermöglichen, sind weitere Forschungsarbeiten notwendig.

### 8.2.3 Wirksamkeit von flüssigen Nachbehandlungsmitteln (NBM)

Die Anwendung von flüssigen Nachbehandlungsmitteln gemäß TL NBM-StB 09 stellt eine sehr wirksame Nachbehandlungsvariante dar. Bei richtiger Anwendung der Nachbehandlungsmittel wird auch für Betone unter Verwendung von nachbehandlungsempfindlichen Zementen ein ausreichender Frost-Tausalz-Widerstand erreicht. Die erreichbaren Wirksamkeiten in Bezug auf den Frost-Tausalz-Widerstand liegen zumeist unterhalb einer 5-tägigen Feuchtnachbehandlung. Unter bestimmten Bedingungen kann auch eine höhere Wirksamkeit erreicht werden. Die größte Wirksamkeit wird unter herbstlichen Bedingungen erreicht. Dies ist darauf zurückzuführen, dass im Herbst das Betongefüge über einen längeren Zeitraum den nicht gänzlich zu vermeidenden Wasserverlust durch den NBM-Film ausgleichen kann. Wenn der NBM-Film intakt bleibt, wird dann im Vergleich zur 5-tägigen Feuchtnachbehandlung eine höhere Wirksamkeit erreicht. Im Laborklima 20/65 bzw. unter sommerlichen Bedingungen ist die Wirksamkeit zwar geringer, dennoch kann die Abwitterung durch die Anwendung der NBM soweit reduziert werden, dass mit ausreichender Sicherheit das Abwitterungskriterium von 1500 g/m<sup>2</sup> nach 28 FTW im CDF-Test unterschritten wird. Ein starker Einfluss der erreichten Wasserrückhaltung bzw. verschiedener Nachbehandlungsmittel auf die Abwitterungsmenge wurde nicht festgestellt. Für die Praxis bedeutet dies, dass für die Auswahl eines Mittels eine Differenzierung hinsichtlich des angegebenen Sperrkoeffizienten gemäß TL NBM-StB 09 nicht zielführend ist. Mit anderen Worten: Ein Mittel mit höherem Sperrkoeffizienten lässt nicht unbedingt eine höhere Wirksamkeit hinsichtlich des FTSW erwarten. Es müssen aber in jedem Fall Mittel verwendet werden, die gemäß TL NBM-StB 09 geprüft und positiv bewertet wurden – diese Mittel müssen mindestens einen Sperrkoeffizienten nach einem Tag von 85 % aufweisen.

Da die NBM nicht nur die Diffusion von Wasserdampf, sondern auch die CO<sub>2</sub> Diffusion vermindern, carbonatisieren mit NBM nachbehandelte Betone kaum. Da das NBM in der Realität mit der Zeit abwittert, nimmt dieser Einfluss stetig ab. Er führt aber zunächst dazu, dass die positive Wirkung der Carbonatisierung unterbunden wird. Dies führt gerade bei nachbehandlungsunempfindlichen Portlandzementen zu einer Verschlechterung des Frost-Tausalz-Widerstandes. Die Abwitterungen bleiben aber deutlich unterhalb des Abwitterungskriteriums, so dass dies technisch ohne negative Auswirkungen bleibt. Dies auch deshalb, da nach längerem Witterungseinfluss der NBM-Film abwittert und eine Carbonatisierung der Randzone, verbunden mit der positiven Wirkung auf den FTSW, einsetzen kann.

Bezüglich der Wirksamkeit von NBM sind einige Besonderheiten zu beachten:

- Wasserbasierte Nachbehandlungsmittel können nur durch Verdunstung des Dispersionswassers verfilmen. Aufgrund deutlicher Unterschiede in der Zusammensetzung von praxisüblichen Betonen und Betonen zur Prüfung der NBM nach TL NBM-StB 09 tritt in der Praxis ein gänzlich anderes Filmbildungsverhalten ein. Je nach Witterung können zwischen Auftrag und Verfilmung (und damit Wirksamkeitsbeginn) des NBM bis zu 24 Stunden liegen.
- Eine Wirksamkeit ist erst gegeben, wenn der Film nicht mehr klebt. Bei nicht pigmentierten NBM kann der Beginn der Wirksamkeit auch anhand des Oberflächenbildes abgelesen werden. Bereiche mit abgeschlossener (und fehlstellenfreier) Filmbildung erscheinen im typischen Betongrau. Das Mittel selbst ist dann nicht mehr zu erkennen.
- Wird das Nachbehandlungsmittel zu früh aufgetragen, ist mit einem deutlichen Wirksamkeitsverlust zu rechnen. Je nach Schwere der Beeinflussung kann die Wirkung auch ganz ausbleiben. Dies tritt zum Beispiel auf, wenn das NBM auf einen sichtbaren Wasserfilm aufgesprüht wird oder auf eine Betonfläche, die noch Wasser abstößt.

- Ein guter Auftragszeitpunkt ist erreicht, wenn die Oberfläche nicht mehr glänzt (matt-feucht ist). Die Filmbildung setzt aber i.d.R. nicht sofort, sondern in Abhängigkeit des Feuchtehaushaltes im Betonuntergrund ein<sup>55</sup>. Geringe Beeinträchtigungen sind noch zu erwarten, wenn das Mittel so früh aufgetragen wird, dass bis zum Verfilmen des NBM noch viel Zeit vergeht (herbstliche Bedingungen). Die Verwendung des Lackmuspapieretestes kann als Anhaltspunkt verwendet werden. Solange eine sehr starke Verfärbung des Lackmuspapiers stattfindet, darf ein Auftrag nicht stattfinden.
- Der optimale Auftragszeitpunkt, wie er für die Prüfung der NBM gemäß TL NBM-StB 09 (Lackmuspapieretest) bekannt ist, kann zumindest mit dem Lackmuspapieretest auf praxisüblichen Betonen nicht festgestellt werden. Auch wenn das Lackmuspapier keine Verfärbungen mehr aufweist, tritt eine Filmbildung nicht sofort ein. Es wird aber theoretisch ein Auftragszeitpunkt existieren, ab dem die Filmbildung schlagartig eintritt. Ob für diesen Auftragszeitpunkt auch für praxisnahe Betone die höchste Gesamtwasserrückhaltung erreicht wird, ist nicht bekannt und technisch in den meisten Fällen auch nicht relevant<sup>56</sup>.
- Die üblicherweise eingesetzten Nachbehandlungsmittel bilden einen ca. 25 – 50 µm dicken Wachsfilm auf der Betonoberfläche. Dieser besitzt keinerlei Widerstand gegenüber mechanischer Belastung. Eine übermäßige Belastung des Wachsfilms muss deshalb vermieden werden, da sonst seine Wirksamkeit reduziert wird.

---

<sup>55</sup> Nur eins der geprüften Mittel wies ein anderes Verhalten auf. Die Wasserabgabe wurde bei diesem Mittel bereits kurz nach dem Auftrag reduziert, ohne dass eine (vollständige) Filmbildung eingesetzt hat.

<sup>56</sup> Nur für die Anwendung der NBM unter herbstlichen Bedingungen wäre eine genauere Bestimmung eines optimalen Auftragszeitpunktes günstig anzusehen.

**LITERATURVERZEICHNIS**

- [1] Bundesverband der Deutschen Transportbetonindustrie e.V. (BTB)BTB-Jahresbericht 2013/2014, September 2014.
- [2] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen.,Arbeitsgruppe Sonderaufgaben: Standardleistungskatalog für den Straßen- und Brückenbau LB 114, FGSV-Verlag, Bonn, 03-2005.
- [3] C. Giebson: Die Alkali-Kieselsäure-Reaktion in Beton für Fahrbahndecken und Flugbetriebsflächen unter Einwirkung alkalihaltiger Enteisungsmittel, Dissertation, Bauhaus-Universität Weimar, (2013).
- [4] G. Wischers: Nachbehandlung: Das Stiefkind in der Betonpraxis In: Betonwerk + Fertigteil-Technik, Jahrgang 54, Heft 4, Seite 54, (1988).
- [5] D. Schmidt, V. Slowik, M. Schmidt, R. Fritsch: Auf Kapillardruckmessung basierende Nachbehandlung von Betonflächen im plastischen Materialzustand In: Beton und Stahlbetonbau, Jahrgang 102, Heft 11, (2007).
- [6] W. Manns, M. Bayer: Einfluss des Mehlkorns auf die Widerstandsfähigkeit von jungem Beton gegenüber Schrumpfrissbildung, Schriftenreihe des Bundesverbandes der Deutschen Transportbetonindustrie e. V., Beton-Verl., Düsseldorf, ISBN: 3-7640-0271-9, 1990.
- [7] G. F. Voigt: Early Cracking of Concrete Pavement - Causes and Repairs In: FAA Airport Technology Transfer Conference, Atlantic City - Technical Papers, U.S. Department of Transportation - Federal Highway Administration ,Mai 2002.
- [8] V. Slowik, M. Schmidt: Kapillare Schwindrissbildung in Beton - Forschungsbericht zu Ursachen und Auswirkungen sowie zur Vermeidung von Frühschwindrissen, Bauwerk, Berlin, ISBN: 3899323009, 2010.
- [9] H. F. W. Taylor: Cement chemistry. 2. ed., Telford Publ., London, ed. 2, 1997.
- [10] F. W. Locher: Zement - Grundlagen der Herstellung und Verwendung, Verl. Bau + Technik, Düsseldorf, ISBN: 3-7640-0400-2, 2000.
- [11] J. Stark, B. Wicht: Zement und Kalk - Der Baustoff als Werkstoff ; mit 90 Tabellen, Baupraxis, Birkhäuser, Basel, ISBN: 3764362162, 2000.
- [12] W. Kurdowski: Cement and concrete chemistry, Springer; New York :, Dordrecht, ISBN: 9789400779440, 2014.
- [13] J. Stark, B. Möser, A. Eckart: Neue Ansätze zur Zementhydratation - Teil 1 In: ZKG, Jahrgang 54, Heft 1, Seite 52, (2001).
- [14] J. Stark, B. Möser, A. Eckart: Neue Ansätze zur Zementhydratation - Teil 2 In: ZKG, Jahrgang 54, Heft 2, Seite 114, (2001).
- [15] T. Adam: Ein Modell zur Beschreibung der Hydratation von Beton in Abhängigkeit vom Feuchtgehalt, Dissertation, TU Darmstadt, (2006).
- [16] T. C. Powers, T. L. Brownard: Studies of the physical properties of hardened portland cement paste, Portland Cement Association [Chicago] Research Laboratories., Chicago, 1948.

- [17] J. Brouwers: Chemical Reactions in hydrated Ordinary Portland Cement based on the work by Powers and Brownard In: 15. Internationale Baustofftagung ibausil - Tagungsbericht, Band Band1, pp. 05533-0566, Jochen Stark, Hans-Bertram Fischer, Bauhaus-Univ., 2003.
- [18] Y. Gao, G. de Schutter, G. Ye, Z. Tan, K. Wu: The ITZ microstructure, thickness and porosity in blended cementitious composite: Effects of curing age, water to binder ratio and aggregate content In: Composites Part B: Engineering, Jahrgang 60, Seite 1, (2014).
- [19] V. Maghsoodi, Ramezani pour. A.: EFFECTS OF VOLUMETRIC AGGREGATE FRACTION ON TRANSPORT PROPERTIES OF CONCRETE AND MORTAR In: The Arabian Journal for Science and Engineering, Jahrgang 34, Heft 2B, (2009).
- [20] T. C. Powers, L. E. Copeland, H. M. Mann: Capillary Continuity or Discontinuity in cement pastes In: Journal of Portland Cement Association, Jahrgang 1, Heft 2, Seite 38, (1959).
- [21] T. C. Powers, L. E. Copeland, J. C. Hayes, H. M. Mann: Permeability of portland cement paste In: Journal of American Concrete Institute, Jahrgang 52, Seite 258, (1954).
- [22] F. W. Locher: Volumenaenderungen bei der Zementerhärtung In: Zement und Beton, Heft 85/86, Seite 22, (1975).
- [23] J. Rickert: Einfluss von Verzögerern auf die Hydratation von Klinker und Zement, Teil 1 In: Beton, Jahrgang 52, Seite 103, (2002).
- [24] K. C. Hover, R. A. Cook: Mercury porosimetry of hardened cement pastes In: Cement and Concrete Research, Jahrgang 29, Seite 933, (1999).
- [25] F. W. Locher, W. Richartz, S. Sprung: Erstarren von Zement - Teil 1: Reaktion und Gefügeentwicklung In: ZKG, Jahrgang 29, Heft 10, Seite 435, (1976).
- [26] T. Reschke: Der Einfluss der Granulometrie der Feinstoffe auf die Gefügeentwicklung und die Festigkeit von Beton, Schriftenreihe der Zementindustrie, Verlag Bau + Technik, Düsseldorf, 2001.
- [27] T. C. Powers: A Discussion of cement hydration in relation to the curing of concrete In: Proceedings of highway research board, pp. 178–188, Highway research board, 1947.
- [28] L. J. Parrott, D. C. Killoh, R. G. Patel: Cement hydration under partial saturated curing conditions In: Proceedings of the Eighth International Symposium on the Chemistry of Cement, Rio de Janeiro, pp. 46–50, International Symposium on the Chemistry of Cement, September 22-27, 1986.
- [29] P. Grübl, H. Weigler, S. Karl: Beton - Arten, Herstellung und Eigenschaften. 2. Aufl., Ernst, Berlin, ed. 2, ISBN: 9783433013403, 2001.
- [30] G. R. Gause, J. Tucker: Method for determining the moisture condition in hardened concrete In: Journal of Research, National Bureau of Standards, Jahrgang 25, Seite 403, (1940).
- [31] J. Zhang, D. Hou, Y. Gao, S. Wei: Determination of moisture Diffusion Coefficient of Concrete at early age form interior Humidity Measurements In: Drying Technology, Jahrgang 29, Heft 6, Seite 689, (2011).

- [32] B. Persson: Moisture in concrete subjected to different kinds of curing In: Materials and Structures, Jahrgang 30, Heft 9, Seite 533, (1997).
- [33] R. E. Carrier, P. D. Cady: Evaluating Effectiveness of concrete curing compounds In: Journal of materials +, Jahrgang 5, Heft 2, Seite 294, (1970).
- [34] R. G. Patel, D. C. Killoh, L. J. Parrott, W. A. Gutteridge: Influence of curing at different relative humidities upon compound reactions and porosity in Portland cement paste In: Materials and Structures, Jahrgang 21, Heft 129-197, (1988).
- [35] J.-H. Jeong, D. Zollinger: Development of Test Methodology and Model for Evaluation of Curing Effectiveness in Concrete Pavement Construction In: Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, Heft 1861, Seite 17, (2003).
- [36] J.-H. Jeong, S. Lim, D. G. Zollinger: DEVELOPMENT OF A MOISTURE-MODIFIED MATURITY MODEL FOR PORTLAND CEMENT CONCRETE PAVEMENTS In: The Baltic Journal of road and bridge engineering, Jahrgang 3, Heft 1, Seite 5, (2008).
- [37] Z. C. Grasley, D. A. Lange, M. D. D'Ambrosia: Internal relative humidity and drying stress gradients in concrete In: Materials and Structures, Jahrgang 39, Seite 901, (2006).
- [38] R. Kern: Der Einfluss der Austrocknung auf die Wasserbindung und Eigenschaften des Betons, Dissertation, Technische Universität Darmstadt, (1998).
- [39] P. Nischer: Austrocknung von jungem Beton - Teil 3 In: Beton + Fertigteiltechnik, Heft 5, Seite 242, (1976).
- [40] J. Huber: Zur Nachbehandlung von Beton, Dissertation, Technische Universität München, (2008).
- [41] P. Schießl, J. Huber, Eds. Nachweisverfahren zur Beurteilung der Wirksamkeit von Nachbehandlungsmitteln (NBM) - Bericht zum Forschungs- und Entwicklungsvorhaben 08.166/2001/LGB des Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung., Wirtschaftsverlag N. W. Verlag für neue Wissenschaft, Bremerhaven, 2006.
- [42] P. Nischer: Austrocknen von jungem Beton - Teil 1 In: Beton + Fertigteiltechnik, Heft 3, Seite 117, (1976).
- [43] J. Stark, D. Ehrhardt: CEM IIB-S Zementsysteme im Betonstraßenbau, Wirtschaftsverl. NW Verl. für neue Wiss., Bremerhaven, ISBN: 978-3-86509-984-6, 2010.
- [44] Z. Berhane: evaporation of Water from Fresh Mortar and Concrete at Different Environmental Conditions In: ACI Journal, Jahrgang 81, Heft 6, Seite 560, (1984).
- [45] J. Wang, R. K. Dhir, M. Levitt: Membrane Curing of Concrete: Moisture loss In: Cement and Concrete Research, Jahrgang 24, Heft 8, Seite 1463, (1994).
- [46] R. Schwinger: Feuchteaufnahme hydrophobierter Straßenbetone unter Verkehrsbelastung und Frost-Tausalz-Angriff, Diplomarbeit, Bauhaus Universität, (2004).
- [47] D. P. Bentz, K. K. Hansen, H. D. Madsen, F. Vallée, E. J. Griesel: Drying/Hydration in cement pastes during curing In: Materials and Structures, Jahrgang 34, Seite 557, (2001).

- [48] O. Krischer, W. Kast: Trocknungstechnik - Erster Band - Die wissenschaftlichen Grundlagen der Trocknungstechnik. 3, Springer, Berlin, Heidelberg, ed. 3, 1982.
- [49] P. Nischer: Austrocknung von jungem Beton - Teil 2 In: Beton + Fertigteiltechnik, Heft 4, Seite 180, (1976).
- [50] M. Al-Fadhala, K. C. Hover: Rapid Evaporation from freshly cast concrete and the Gulf environment In: Construction and Building Materials (CBM), Jahrgang 15, Seite 1, (2001).
- [51] K. C. Hover: Evaporation of Water from Concrete Surfaces In: ACI materials journal., Jahrgang 103, Heft 5, Seite 384, (2006).
- [52] R. Pickhardt, W. Schäfer: Nachbehandlung und Schutz des jungen Betons, Zement-Merkblatt, Nr. B 8, (2014).
- [53] F. Tauscher, L. Pisarsky: Frostschäden an Brückenkappen, Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V., Berlin, 2007.
- [54] H. Geymayer, M. Luschan: Laboratoriumsuntersuchungen zur Nachbehandlung von Betonfahrbahnen - Forschungsauftrag d. Bundesministeriums für Bauten und Technik, Strassenforschung, Nr. 52, (1975).
- [55] M. Guenter, H. K. Hilsdorf: Einfluss der Nachbehandlung auf die Widerstandsfaehigkeit von Betonoberflaechen. Schlussbericht, (1983).
- [56] D. Ye, D. G. Zollinger, S. Choi, M. Won: Literature Review of Curing in Portland Cement Concrete Pavement, Texas department of transportation, Technical Report, Nr. FHWA/TX06/0-5106-1, (2008).
- [57] E. Senbetta, Scholer C. F.: A new Approach for Testing Concrete Curing Efficiency In: ACI Journal, Jahrgang 81, Heft 1, Seite 82, (1984).
- [58] J. G. Cabrera, N. W. P. J. Gowripalan: An Assesment of concrete curing efficiency using gas permeability In: Magazine of Concrete Research, Jahrgang 41, Heft 149, Seite 193, (1989).
- [59] P. Klieger, J. F. Lamond: Significance of tests and properties of concrete and concrete making materials, ASTM / STP. 4. ed., ASTM, Philadelphia, Pa., ed. 4, ISBN: 0-8031-2053-2, 1994.
- [60] H. K. Hilsdorf, K. F. Schönlin, F. Burieke: Dauerhaftigkeit von Betonen - Schlußbericht zum Forschungsauftrag der Forschungsgemeinschaft Transportbeton e. V. (FTB) und Schlußbericht zum Forschungsauftrag des Instituts für Bautechnik, Berlin. 2. überarb. Fassung., Univ. Inst. für Massivbau u. Baustofftechnologie Abt. Baustofftechnologie, Karlsruhe, ed. 2, 1991.
- [61] N. R. Buenfeld, R. Yang: On-site curing of concrete - microstructure and durability, Construction Industry Research and Information Association, Ciria, Nr. C530, (2001).
- [62] S. H. Al-Ani, M. A. K. Al-Zaiwayry: The effect of curing period and curing delay on concrete in hot weather In: Materials and Structures, Jahrgang 21, Seite 205, (1988).
- [63] E. Senbetta, G. Malchow: Studies on Control of Durability of Concrete Through Proper Curing In: ACI SP 100:1987 Concrete Durability - Proceedings Of The Katharine And Bryant Mather International Symposium, pp. 73–87, American Concrete Institut, 1 Band, 1987.

- [64] A. A. Ramezani-pour, V. M. Malhotra: Effect of Curing on the compressive Strength, Resistance to Chloride-Ion Penetration and Porosity of Concretes Incorporating Slag, Fly Ash or Silica Fume In: CCC, Jahrgang 17, Seite 125, (1995).
- [65] Y. Ballim: Curing and the durability of OPC, fly ash and blast furnace slag concretes In: Materials and Structures, Jahrgang 26, Seite 238, (1993).
- [66] F. W. Locher, G. Wischers: Aufbau und Eigenschaften des Zementsteins In: Zement-Taschenbuch 1974/75, pp. 45–60, Verein deutscher Zementwerke, Bau-Verl., 1974.
- [67] T. S. Poole: Guide for Curing Portland Cement Concrete Pavements, Volume II, Report, Federal Highway Administration, Georgetown Pike, Nr. FHWA-HRT-05-038, (2006).
- [68] H. G. Smolczyk, H. Romberg: Der Einfluss der Nachbehandlung und der Lagerung auf die Nacherhärtung und Porenverteilung von Beton - Teil II In: Tonindustrie Zeitung, Jahrgang 100, Heft 11, Seite 381, (1976).
- [69] H. G. Smolczyk, H. Romberg: Der Einfluss der Nachbehandlung und der Lagerung auf die Nacherhärtung und Porenverteilung von Beton. - Teil I In: Tonindustrie Zeitung, Jahrgang 100, Heft 10, Seite 349, (1976).
- [70] R. L. Day, C. Shi: Effect of initial water curing on the hydration of cements containing natural pozzolan In: Cement and Concrete Research, Jahrgang 24, Heft 3, Seite 463, (1994).
- [71] N. Whiting, M. Snyder: Effectiveness of Portland Cement Concrete Curing Compounds In: Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, Heft 1834, Seite 59, (2003).
- [72] R. D. Hooton, M. R. Geiker, E. C. Bentz: Effects of Curing on Chloride Ingress and Implications on Service Life In: Materials Journal, Jahrgang 99, Heft 2, Seite 201, (2002).
- [73] H.-M. Ludwig: Zur Rolle von Phasenumwandlungen bei der Frost- und Frost-Tausalz-Belastung von Beton, Fak. Bauing., Dissertation, Hochsch. f. Architektur u. Bauwesen, (1996).
- [74] C. Pfeifer: Ultrahochfester Beton – Hydratation, Gefügeentwicklung und Dauerhaftigkeit, Dissertation, Bauhaus Universität, (2015).
- [75] P. Klieger: Curing Requirement for scale resistance of Concrete, Highway research board, Bulletin, Nr. 150, (1956).
- [76] C. Brandes, D. Strehlein, A. Schnittger, P. Schießl: Widerstand von Straßenbeton bei früher Frost-Tausalz-Beanspruchung - Vortrag zur Betonstraßentagung 2007 in Erfurt, (2007).
- [77] P. Schießl: Dauerhaftigkeit von Betonkonstruktionen - Von den Mechanismen zum Lebensdauermanagement - Abschiedskolloquium für Univ.-Prof. D.-Ing. Dr. Ing.E.h. Peter Schießl ; 8. Münchener Baustoffseminar , 10. Oktober 2008, Centrum Baustoffe und Materialprüfung Techn. Univ. München, München, ISBN: 9783000254505, 2008.
- [78] P. Nischer: Straßenbeton - Verkehrsfreigabe bei winterlichen Bedingungen - Pavement concrete, opening-to-traffic under winter conditions, Straßenforschungsantrag Nr. 3.305, Österr. Forschungsges. Straße, Schiene, Verkehr, 2006, Straßenforschung / Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie, Wien, (2006).

- [79] I. K. LaBarca, R. D. Foley, S. M. Cramer: Effects of Ground Granulated Blast Furnace Slag in Portland Cement Concrete – Expanded Study, University of Wisconsin-Madison, (2007).
- [80] B. Haegermann: Zum Einfluß der Nachbehandlung und der Lagerung auf die Betonqualität unter besonderer Berücksichtigung des Frost-Tausalz-Widerstands, Univ., Diss.--Wuppertal, 1987., Baustofftechnologie und Brandschutz. Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Bergische Universität Wuppertal, Wuppertal, ISBN: 3-925795-22-7, 1987.
- [81] P. Schießl, J. Skarabis: Einfluss von Flugasche auf die Dauerhaftigkeit der Oberflächentextur von Straßenbeton - TUM – Centrum Baustoffe und Materialprüfung, VGB Forschungsprojekt Nr. 270, VGB Forschungsstiftung, (2008).
- [82] P. Utgenannt: The influence of ageing on the salt-frost resistance of concrete, Report TVBM, Univ., Lund, ISBN: 91-628-6000-3, 2004.
- [83] A. Neuwald, A. Krishnan, J. Weiss, J. Olek, T. E. Nantung: Concrete Curing and its relationship to measured scaling in concrete containing Fly Ash In: Concrete 2003, Transportation Research Board, 2003.
- [84] Z. Liu: Frost Deterioration in Concrete Due to Deicing Salt Exposure: Mechanism, Mitigation and Conceptual Surface Scaling Model, Dissertation, University of Michigan, (2014).
- [85] M. Radlinski, J. Olek: High-Performance Concrete Bridge Decks: A Fast-Track Implementation Study, Purdue University, Technical Report, Nr. FHWA/IN/JTRP-2008/29-2,
- [86] V. Slowik: Betonrisse im frühen Alter und ihre Bedeutung für die Dauerhaftigkeit der Bauwerke, Forschungsbericht BMBF 1747X04, HTWK Leipzig, (2008).
- [87] E. Lägél: Zum Einfluss von im frühen Alter entstandenen Rissen auf die Dauerhaftigkeit von Betonoberflächen, Bachelorarbeit, HTWK Leipzig, (2008).
- [88] BAW: Merkblatt Chlorideindringwiderstand von Beton, (2004).
- [89] E. Lägél: Untersuchungen zum Einfluss Nachbehandlung auf den Frost-Taumittel-Widerstand von Kappenbeton, Masterarbeit, HTWK Leipzig, (2011).
- [90] J. J. Valenza, G. W. Scherer: A review of salt scaling: I. Phenomenology In: Cement and Concrete Research, Jahrgang 37, Seite 1007, (2007).
- [91] W. Albrecht: Beitrag zur Beurteilung flüssiger Nachbehandlungsmittel im Straßenbau In: Strasse und Autobahn, Jahrgang 13, Heft 6, Seite 203, (1962).
- [92] D. Finley, W. R. Greig: Covering for curing concrete. Patent, Veröffentlichung-Nr.: US2024727 A, 1935.
- [93] R. Cross: Concrete Curing agent. Patent, Veröffentlichung-Nr.: US 1859253 A, 1932.
- [94] C. W. Hunt: Methods of and means for curing concrete. Patent, Veröffentlichung-Nr.: US 2240778 A, 1941.
- [95] I. S. Reynolds: Art of curing concrete. Patent, Veröffentlichung-Nr.: US54825231A, 1934.
- [96] W. H. Rowan, H. K. Bückner: Method of curing cement concrete. Patent, Veröffentlichung-Nr.: US1867421 A, 1932.

- [97] R. Dutron, G. Streit, A. J. P. van den Burgh: Die Struktur der Betondecke In: Betonstrassen Jahrbuch 1957/58, Band 3, pp. 7–59, Fachverband Zement e.V. Köln
- [98] R. Wolf: Nachbehandlung von Beton nach neuzeitlicher Methode In: Straße und Tiefbau, Jahrgang 7, Heft 6, Seite 203, (1953).
- [99] W. Albrecht, H. Schäffler: Über die Wirkung und Prüfung von Nachbehandlungsmittelfilmen für Betonfahrbahnen In: Strasse und Autobahn, Jahrgang 10, Heft 2, Seite 59 ff, (1959).
- [100] W. Albrecht: Beitrag zur Beurteilung flüssiger Nachbehandlungsmittel im Straßenbau In: Strasse und Autobahn, Jahrgang 13, Heft 7, Seite 245, (1962).
- [101] Forschungsgesellschaft für das Strassenwesen e.V., Arbeitsgruppe Betonstrassen: Vorläufiges Merkblatt für die Prüfung und Beurteilung von flüssigen Nachbehandlungsmitteln für Strassenbeton, Forschungsgesellschaft für das Strassenwesen e.V, Köln, 1963.
- [102] J. K. Cable, K. Wang, Z. Ge: INVESTIGATION INTO IMPROVED PAVEMENT CURING MATERIALS AND TECHNIQUES: PART 1, Center for Transportation Research and Education; Iowa State University, (2002).
- [103] R. W. Ford, T. L. Shelly: Water-Based Concrete Curing Compounds, Technical report, Federal Highway Administration, Sacramento, CA. California Div, Nr. FHWA/CA/TL-82/05, (1982).
- [104] D. L. Spellman, R. W. Ford: Development of concrete curing products and practices, Transportation Research Board of the National Academies, Nr. DND 75-52, (1975).
- [105] C. L. White, T. B. Husbands: Effectiveness of Membrane-Forming Curing Compounds for Curing Concrete, Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS. Structures Lab, Nr. Miscellaneous paper SL-90-1, (1990).
- [106] I. Marquardt, F.-N. Kratt, S. Dittmar, M. Schnalke: Zwischennachbehandlungsmittel für Beton - Untersuchungen zum Einfluss auf Beschichtungen von Industrieböden In: Beton, Jahrgang 65, Heft 10, Seite 494, (2015).
- [107] O.-A. Neumüller, H. Römpps: Römpps Chemie-Lexikon, Römpps Chemie-Lexikon. 8., neubearb. u. erw. Aufl., Franckh, Stuttgart, ed. 8, ISBN: 3-440-04513-7, 1983.
- [108] M. Freund, G. Mózes: Paraffin products - Properties, technologies, applications, Developments in petroleum science, Elsevier, Amsterdam, ISBN: 0-444-99712-1, 1982.
- [109] L. P. Pereverzeva, A. N. Pereverzev, R. A. Martirosov: Influence of properties of wax compositions on water vapor permeability of packaging paper In: Chemistry and Technology of Fuels and Oils, Jahrgang 20, Seite 305, (1984).
- [110] H. P. Franz, W. Bartusch, R. Heiss: Untersuchungen über die Wasserdampfdurchlässigkeit paraffinbeschichteter Papiere In: Fette, Seifen, Anstrichmittel, Jahrgang 74, Heft 8, Seite 469, (1972).
- [111] R. K. Dhir, M. Levitt, J. Wang: Membrane curing of concrete: water vapour permeability of curing membranes In: Magazine of Concrete Research, Jahrgang 41, Seite 221, (1989).
- [112] G. Donhowe, O. Fennema: Water vapor and oxygen permeability of wax films In: Journal of the American Oil Chemists' Society, Jahrgang 70, Heft 9, Seite 867, (1993).

- [113] C. Lüdecke: Wachsemulsionen und Emulsionswachse, Vortrag anlässlich der DGF-Tagung 8. Oktober 1951, Hamburg In: Fette und Seifen, Jahrgang 53, Heft 11, Seite 638, (1951).
- [114] H. C. Thompson: Wax dispersion and method of preparing same. Patent, Veröffentlichung-Nr.: US2274509 A, 1942.
- [115] H. Wagner, A. W. Böhnisch: Filmbildung aus Emulsionen, II In: Colloid and Polymer Science, Jahrgang 100, Heft 2, Seite 263, (1942).
- [116] D. Honert, O. Blask, H. Knauber: Nachbehandlung von Beton zur Verringerung des Wasserverlustes und zu Reduzierung von Ausblühungen In: 15. Internationale Baustofftagung ibausil - Tagungsbericht, Band 2, pp. 1285–1290, Jochen Stark, Hans-Bertram Fischer, Bauhaus-Univ., 2003.
- [117] W. Manns, R. Schönfelder: Umstellung des bisherigen Prüfklimas für Nachbehandlungsmittel (30 °C / 40 % r. F.) auf die Prüfkimate 23/50 und 20/65 DIN 50014, unveröffentlicht, Bundesministerium für Verkehr, (1981).
- [118] A. Frentzel-Schirmacher, J. Stark: Bestimmung des Sperrkoeffizienten nach TL NBM-StB 96 - -unveröffentlicht-, Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben FE-Nr.: 08.174/2002/LRB, (2005).
- [119] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen. Arbeitsgruppe Betonstraßen Technische Lieferbedingungen für flüssige Beton-Nachbehandlungsmittel - TL NBM-StB 09, Ausgabe 2009, 2009.
- [120] D. Ehrhardt, J. Stark: Nachbehandlung von Beton - Die neue TL NBM-StB 09 In: Strasse und Autobahn, Jahrgang 61, Heft 8, Seite 541, (2010).
- [121] A. Frentzel-Schirmacher, J. Stark: Pruefung von Nachbehandlungsmitteln fuer den Betonstrassenbau In: Strasse + Autobahn, Jahrgang 57, Heft 5, Seite 301, (2006).
- [122] P. Nischer: Zur Wirksamkeit von filmbildenden Nachbehandlungsmitteln In: Zement und Beton, Jahrgang 30, Heft 1, Seite 35, (1985).
- [123] S. Choi, M. Won: Identification of Compliance Testing Method for Curing Effectiveness, Technical Report, Nr. FHWA/TX-09/0-5106-2, (2008).
- [124] J. L. Sawyer: WEAR TESTS ON CONCRETE USING THE GERMAN STANDARD METHOD OF TEST AND MACHINE In: ASTM Proceedings, Jahrgang 57, Seite 1143, (1957).
- [125] R. F. Blanks, H. S. Meissner, L. H. and Tuthill: Curing Concrete With Sealing Compounds In: Journal of American Concrete Institute, Jahrgang 42, Seite 493, (1946).
- [126] G. E. Burnett, M. R. Spindler: Effect of Time of Application of Sealing Compound on Quality of Concrete In: Journal of American Concrete Institute, Proceedings, Jahrgang 49, Seite 193, (1952).
- [127] F. Jacobs: Nachbehandlung von Beton In: Beton, Jahrgang 66, Heft 1+2, Seite 25, (2016).
- [128] C. Laskowski: Influence of liquid concrete curing compounds with higher curing efficiency on the resistance to skidding of road surfacing In: Otto-Graf-Journal, Jahrgang 11, Seite 191, (2000).

- [129] K. Kolyvas: Curing of Concrete, Masterarbeit, Delft University of technology, (2007).
- [130] D. Jana: CONCRETE SCALING – A CRITICAL REVIEW In: Proceedings of the Twenty-Ninth Annual International Conference on Cement Microscopy - 21.05.-24.05.2007 Quebec City, Kanada, International Cement Microscopy Association, 2007.
- [131] J. P. Wagner *et al.*: Einfluss der Oberflächenbearbeitung auf die Dauerhaftigkeit von befahrbaren Flächen im Freien mit LP-Beton In: Beton, Jahrgang 57, Heft 7/8, Seite 314, (2007).
- [132] P. C. Taylor, W. A. Pyc, S. Y. Lee, J. Z. Zemajtis: Effect of carbonation on deicer resistance of concrete containing fly ash or slag, Portland Cement Association, PCA R&D, Nr. SN2827, (2009).
- [133] K. Audenaert, G. de Schutter: Towards a fundamental evaluation of water retention tests for curing compounds In: Materials and Structures, Jahrgang 35, Heft 251, Seite 408, (2002).
- [134] C. Jäger: Einfluss der Nachbehandlung auf die Gefügeausbildung der Randzone von CEM II/B-S Systemen, Diplomarbeit, Bauhaus Universität, (2004).
- [135] P. Nischer: Einfluß von Trennmitteln (Schalöl) und Nachbehandlungsmittel auf die Frost-Tausalz-Beständigkeit In: Beton und Fertigteiltechnik, Jahrgang 55, Heft 11, Seite 44, (1985).
- [136] M. H. Tremblay, M. Jolin, X. Willem, J. Marchand: LA RÉSISTANCE À L'ÉCAILLAGE DES BÉTONS CONTENANT DES AJOUTS CIMENTAIRE In: PROGRÈS DANS LE DOMAINE DU BÉTON - Boucherville 30 Novembre et 1 Decembre 2005, ACI Quebec & East-Ontario, 2005.
- [137] G. Plähn, W. Golz: Einfluss der Nachbehandlungsart auf den Widerstand von Beton gegen Frost und Taumittel In: Beton- und Stahlbetonbau, Jahrgang 83, Heft 9, Seite 256, (1988).
- [138] S.-u. M. Österreichisches Normungsinstitut Wien / Fachnormenausschuß Beton: ÖNORM 3303, ÖNORM : B. 1. März 1983, Wien, ed. 1, 1983.
- [139] J. Plaehn, W. Golz: Einfluss der Vorlagerungsbedingungen auf den Frost-Taumittel-Widerstand von Beton In: Beton- und Stahlbetonbau, Jahrgang 89, Heft 10, Seite 270, (1994).
- [140] N. Bouzoubaa, A. Bilodeau, B. Fournier: De-Icing Salt Scaling Resistance of Concrete Incorporating Supplementary Cementing Materials, MTL 2004-15 (TR-R), CANMET Ottawa, Ontario, Canada, (2004).
- [141] A. Bilodeau, M. H. Zhang, V. M. Malhotra: Investigation on the parameters affecting the De-Icing Scaling Resistance of fly ash concrete, EPRI, Palo Alto, California; CANMET Ottawa, Ontario, Canada, EPRI-TR, Nr. 110809, (1998).
- [142] A. Krishnan: Durability of concrete containing fly ash or slag exposed to low temperature at early ages, Master Thesis, 2002.
- [143] R. Breitenbücher, B.-Y. Youn: Betone für Brückenkappen – Rissvermeidung und Frost-Tausalz-Widerstand In: Beton, Jahrgang 66, Heft 3, Seite 10, (2016).
- [144] Elsners Taschenjahrbuch für den Strassenbau In: Elsners Taschenjahrbuch für den Strassenbau., Jahrgang 69, (2015).

- [145] J. Eisenmann, G. Leykauf: Verkehrsflächen aus Beton In: Beton Kalender 2007 - Verkehrsbauten - Flächentragwerke, pp. 93–263, Konrad Bergmeister, Johann Dietrich Wörner, 2006.
- [146] R. Breitenbücher: Maßnahmen zur Sicherstellung Dauerhafter Betondecken In: Straße + Autobahn, Heft 12, (2006).
- [147] C. Müller, E. Eickschen, R. Breitenbücher, C. Reinmann: Überprüfung des Zeitbeiwerts für Fahrbahndeckenbetone In: Beton-Info, Heft 1, (2014).
- [148] K. Bollmann, P. Lyhs, P. Bilgeri: Waschbeton – neue Bauweise für Betonfahrbahndecken In: Beton-Info, Heft 2, (2007).
- [149] J. Skarabis, U. Stöckert: Noise emission of concrete pavement surfaces produced by diamond grinding - Functional Pavement Materials and Characterization In: Journal of Traffic and Transportation Engineering (English Edition), Jahrgang 2, Heft 2, Seite 81, (2015).
- [150] M. J. Setzer: Physikalische Grundlagen der Frostschädigung von Beton In: Dauerhafter Beton - Grundlagen, Planung und Ausführung bei Frost- und Frost-Taumittelbeanspruchung - Symposium, 6. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung, Universität Karlsruhe (TH), 12. März 2009, pp. 5–11, Harald S. Müller, Zorana Djuric, Universitätsverlag, 2009.
- [151] L. Pisarsky, Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein.: Brückenkappen aus Beton, Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V., Berlin, 2011.
- [152] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen.: Merkblatt für die Herstellung und Verarbeitung von Luftporenbeton, Köln FGSV
- [153] Deutsches Institut für Normung: Prüfung von Festbeton - Teil 9: Frost- und Frost-Tausalz- Widerstand - Abwitterung - DIN CEN/TS 12390-9, Beuth, 2006-09.
- [154] G. Fagerlund: The critical degree of saturation method of assessing the freeze/thaw resistance of concrete In: Materials and Corrosion, Jahrgang 10, Heft 4, Seite 217, (1977).
- [155] M. J. Setzer: Basis of testing freeze-thaw resistance: internal and surface deterioration In: Frost resistance of concrete - Proceedings of the International RILEM Workshop on Resistance of Concrete to Freezing and Thawing with or without De-icing Chemicals, University of Essen, September 22-23, 1997, pp. 166–183, International RILEM Workshop on Resistance of Concrete to Freezing and Thawing with or Without De-icing Chemicals et al., E & FN Spon, 1997.
- [156] J. Stark, B. Wicht: Dauerhaftigkeit von Beton. 2. Auflage, Springer Vieweg, Berlin, Heidelberg, New York, ed. 2, ISBN: 978-3-642-35277-5, 2013.
- [157] W. International Colloquium on Frost Resistance of Concrete.1980: Internationales Kolloquium Frostbeständigkeit von Beton, Verein der österreichischen Zementfabrikanten, Wien, 1980.
- [158] J. J. Valenza, G. W. Scherer: Glue Spall Theorie In: Journal of the American Ceramic Society, Jahrgang 89, Heft 4, (2006).
- [159] H. D. Baehr, K. Stephan, H. D. Baehr, K. Stephan: Wärme- und Stoffübertragung. 6, Springer-Verlag, Berlin Heidelberg, ed. 6, ISBN: 978-3-540-87689-2, 2008.

- [160] M. Setzer, H. J. Keck, S. Palecki, P. Schießl, C. Brandes: Entwicklung eines Prüfverfahrens für Beton in der Expositionsklasse XF 2, IBPM, Universität Duisburg-Essen; CBM Technische Universität München, Bast-Bericht, Nr. B 56, (2007).
- [161] I. Bevanda: Modifizierter CIF-Test - Auswirkung gelöster Ionen auf die Frostschädigung bei reinem Frostangriff, Dissertation - Universität Duisburg Essen, Cuvillier, Göttingen, ISBN: 978-3-86955-718-2, 2011.
- [162] E. Schlangen, O. Çopuroğlu: Modeling of frost salt scaling In: Cement and Concrete Research, Jahrgang 38, Heft 1, Seite 27, (2008).
- [163] G. W. Scherer, Z. Sun: Effect of air voids on salt scaling and internal freezing In: Cement and Concrete Research, Jahrgang 40, Heft 2, Seite 260, (2010).
- [164] S. Lindmark: Mechanism of Salt Frost Scaling of Portland Cement-bound Materials: Studies and Hypothesis, Dissertation Universität Lund, Report TVBM, Lund, 1998.
- [165] J. Kaufmann: Schadensmechanismen bei der Frost-Tausalz-Beanspruchung von Beton In: Tec21, Jahrgang 127, Heft 40, Seite 23, (2001).
- [166] Y. Kang: Surface Scaling Mechanism and Prediction for Concrete, Dissertation University of Michigan 2010, Umi Dissertation Publishing, Proquest, 2011.
- [167] Y. Kang, W. Hansen, K. Borgnakke: Mechanisms and modeling freeze-thaw deterioration of concrete using critical dilation In: Second International symposium on service life design for infrastructure - Delft, Pays-Bas, 4-6 October 2010, pp. 123–130, International symposium service life design for infrastructure, RILEM publications, cop. 2010.
- [168] M. J. Setzer, R. Auberg, V. Hartmann: Bewertung des Frost-Tausalz-Widerstandes von Transportbeton, Forschungsberichte aus dem Fachbereich Bauwesen / Universität Essen, Essen, 1994.
- [169] DIN Fachbericht 100 - Zusammenstellung von DIN EN 206-1 Beton - Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität und DIN 1045-2 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 2: Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität ; Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1, DIN-Fachbericht. 3. Aufl, Beuth, Berlin, ed. 3, ISBN: 9783410151586, 03-2010.
- [170] G. Motzke: Nachbehandlung von Beton - Rechtliche Überlegungen und Wertungen In: Beton, Heft 11, Seite 614, (1992).
- [171] H. K. Hilsdorf, K. F. Schönlin, K. Schönlin, F. Burieke: Dauerhaftigkeit von Betonen - Schlussbericht zum Forschungsauftrag 3114 der Forschungsgemeinschaft Transportbeton e.V. (FTB) sowie IfBt IV-1-5-427/85 des Instituts für Bautechnik, Berlin, Schriftenreihe des Bundesverbandes der Deutschen Transportbetonindustrie e. V., Duisburg. Gekürzte Fassung, Beton-Verl., Düsseldorf, ISBN: 9783764003593, 1997.
- [172] D. P. Bentz *et al.*: Influence of Cement Particle-Size Distribution on Early Age Autogenous Strain and Stresses in Cement-Based Materials In: Journal of the American Ceramic Society, Jahrgang 84, Heft 1, Seite 129, (2001).
- [173] Z. Zhang, X. Fang: Study on paraffin/expanded graphite composite phase change thermal energy storage material In: Energy Conversion and Management, Jahrgang 47, Seite 303, (2006).

- [174] G. Meyer, I. Behrmann: Einfluss der nicht linearen Alkane auf die physikalischen Eigenschaften von Fully-Refined Paraffin In: SOWJ-Journal, Jahrgang 6, Seite 44, (2007).
- [175] P. Schießl, T. Souchon, W. Breit: Berechnungsmodell zur Bestimmung von Feuchtigkeitsgehalten aus Widerstandsmesswerten der Multi-Ring-Elektrode ermittelt in der Betonrandzone mittels Einbausensoren, Institut für Bauforschung, RWTH Aachen, Forschungsbericht, Nr. F 538, (1997).
- [176] M. Raupach: Beurteilung von Feuchte- und Chloridprofilen verschiedener Bauteile In: Dauerhafter Beton - Grundlagen, Planung und Ausführung bei Frost- und Frost-Taumittel-Beanspruchung - Symposium, 6. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung, Universität Karlsruhe (TH), 12. März 2009, Harald S. Müller, Zorana Djuric, Universitätsverlag, 2009.
- [177] D. Bürchler: Der elektrische Widerstand von zementösen Werkstoffen - Modell, Einflussgrößen und Bedeutung für die Dauerhaftigkeit von Stahlbeton, Dissertation ETH Nr. 11876, (1996).
- [178] G. E. Monfore: The electrical resistivity of concrete, Portland Cement Association, Research and Development Laboratories, Skokie, Ill., 1968.
- [179] W. J. Weiss: Prediction of early-age shrinkage cracking in concrete elements, UMI Dissertation Services, (2006).
- [180] C. Helm, personal communication.  
Frequenzabhängigkeit des elektrolytischen Widerstandes von Frischbeton bei Messung mittels MRSE 9 2.0 mit Schnittstellenwandler 13.0, ibac, (14.07.2011).
- [181] F. Rajabipour, J. Weiss: Electrical conductivity of drying cement paste In: Materials and Structures, Jahrgang 40, Seite 1143, (2007).
- [182] F. Spörel: Bauwerksmessungen In: 39. Aachener Baustofftag, W. Brameshuber, Eigenverlag, März, 2010.
- [183] L. Pietro, Andreas Leemann: Frühschwinden von Beton, EMPA, Abteilung Beton / Bauchemie, cem+suisse Projekt, Nr. 200901, (2010).
- [184] J. Stark, D. Ehrhardt, C. Müller, E. Eickschen: Optimierung des Nachbehandlungssystems für Betone mit CEM II/B-S – Zementen, VDB-Report, Nr. 17, (2010).
- [185] C. Duckheim: Hygrische Eigenschaften des Zementsteins, Univ., Diss.--Duisburg-Essen, 2007., Mitteilungen aus dem Institut für Bauphysik und Materialwissenschaft. 1. Aufl., Cuvillier, Göttingen, ed. 1, ISBN: 9783867275330, 2008.
- [186] M. Mänicke: Zum Einfluss verschiedener Betonrezepturen auf die Sperrwirkung von flüssigen Nachbehandlungsmitteln, Studienarbeit, Bauhaus-Universität Weimar, (2007).
- [187] G. Fagerlund: Freeze-Thaw resistance of concrete - Destruction mechanisms. Concrete technology. Test methods. Quality control, University of Lund, TVBM, Nr. 3060, (1995).
- [188] M. Krapp: Methoden der Statistik - Lehr- und Arbeitsbuch, Studium. 1. Aufl., Vieweg + Teubner, Wiesbaden, ed. 1, ISBN: 978-3-8351-0154-8, 2011.

- [189] J. Stark, H. Krug: Baustoffpraktikum - Band 1 Physikalische Untersuchungen, Bauhaus-Univ., Univ.-Verl., Weimar, 2000.
- [190] K. Bollmann: Dauerhafte Bauwerke - Die Oberfläche als Aufgabe, Kurzreferat anlässlich des Beton Forum 2010, Technisches Marketing - Cemex Zement, (2010).
- [191] A. Giese, H. Wunder: Optimierung der Anwendung von Beton mit hüttensandhaltigen Zementen im Betonstraßenbau, Forschungsbericht - unveröffentlicht, F. A. Finger - Institut für Baustoffkunde, (2009).
- [192] A. Assmann: Physical properties of concrete modified with superabsorbent polymers, Dissertation, Universität Stuttgart, (2013).
- [193] V. E. Penttala: Effects of microporosity on the compression strength and freezing durability of high-strength concretes In: Magazine of Concrete Research, Jahrgang 41, Heft 148, Seite 171, (1989).
- [194] M. Peyerl, St. Krispel: Auswirkungen von Herstellungsparametern auf die Frost-Tausalzbeständigkeit von Betonfahrbahndecken In: Tagungsbericht / IBAUSIL, 17. Internationale Baustofftagung - 16. - 18. September 2015, Weimar, Bundesrepublik Deutschland, Band 2, Hans-Bertram Fischer, F.-A.-Finger Inst. für Baustoffkunde; Bauhaus-Univ., 2015.
- [195] H.-M. Ludwig, D. Ehrhardt: Prüfung der Kombinationsmittel zur Herstellung von Waschbetonoberflächen im Rahmen der TL NBM-StB, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Fachverl. NW in der Carl Schünemann Verl. GmbH, Bremen, ISBN: 978-3-95606-014-4, 2013.
- [196] B. Haegermann: Einfluss der Nachbehandlung und der Lagerung auf die Betonqualität unter besonderer Berücksichtigung des Frost-Tausalz-Widerstands, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, (1988).
- [197] D. Lesser: Untersuchungen zur Frost-Tausalz-Beständigkeit von Straßenbeton unter Verwendung von Zement CEM II/B-S, Diplomarbeit, Bauhaus-Universität, (2007).
- [198] M. Müller, H. M. Ludwig: Untersuchungen zur Definition einer optimalen Nachbehandlung von Strassenbeton unter Verwendung von hüttensandhaltigen Zementen, Abschlussbericht FE 08.203, F. A. Finger - Institut für Baustoffkunde, (2014).
- [199] D. Ehrhardt, J. Stark: Optimierte Nachbehandlung von Straßenbeton unter Verwendung von hüttensandhaltigen Zementen - Pilotstudie - Abschlussbericht Nr. 10ZBFE 96, unveröffentlicht, Bast-Archiv, (2008-06).
- [200] D. Ehrhardt, J. Stark: Straßenbeton unter Verwendung von CEM II/A-S In: Baustoffe, Steine und Erden, Umwelt - Neue Aspekte zu Produkten, Genehmigungen, Technik und Bewertung ; 6. Baustoffkolloquium, 18. Freiburger Steine- und Erden-Kolloquium am 07. und 8. Februar 2007. Veranstaltungsort TU Bergakademie Freiberg ; Tagungsband, Carsten Drebenstedt, Doreen Fischer, Techn. Univ. Bergakad., 2007.
- [201] N. Ehrlich, R. Mellwitz, K.-H. Rother: Erprobungsstrecke mit Hochofenzement CEM III/A In: Beton-Information, Heft 5/6, (2008).
- [202] S. H. Gebler, C. L. Jones: Guide to curing concrete, American Concrete Institut, ACI, Nr. 308R-01, (2001-08).

- [203] H. S. Wong, N. R. Buenfeld, M. K. Head: Estimating transport properties of mortars using image analysis on backscattered electron images In: *Cement and Concrete Composites*, Jahrgang 36, Seite 1556, (2006).
- [204] H. S. Wong, N. R. Buenfeld: Determining the water-cement ratio, cement content, water content and degree of hydration of hardened cement paste: Method development and validation on paste samples In: *Cement and Concrete Research*, Jahrgang 39, Seite 957, (2009).
- [205] A. Baddeley, E. B. V. Jensen: *Stereology for statisticians*, Chapman & Hall/CRC, Boca Raton, Fla., ISBN: 1584884053, 2005.
- [206] J. Hu: *Porosity of concrete - Morphological Study of model concrete*, Thesis PhD, Delft University of technology, (2004).
- [207] D. Ehrhardt, C. Pfeifer, B. Möser: Anwendung der digitalen Bildanalyse in der Baustoffforschung In: *Tagungsbericht / IBAUSIL, 17. Internationale Baustofftagung - 23. - 26. September 2009, Weimar, Bundesrepublik Deutschland, Band 2, pp. 2-0551 - 2-0560*, F. A. Finger - Institut für Baustoffkunde, Hans-Bertram Fischer, 2 Bände , 2009.
- [208] H. S. Wong, K. Matter, N. R. Buenfeld: Estimating the original cement content and water-cement ratio of Portland cement concrete and mortar using backscattered electron microscopy In: *Magazine of Concrete Research*, Jahrgang 65, Heft 11, Seite 693, (2013).
- [209] T. C. Powers, T. L. Brownard: Studies of the physical properties of hardened portland cement paste: - Part 2: Studies of water fixation In: *Journal of American Concrete Institute*, Jahrgang 18, Seite 249, (1946).
- [210] M. H. N. Yio, J. C. Phelan, H. S. Wong, N. R. Buenfeld: Determining the slag fraction, water/binder ratio and degree of hydration in hardened cement pastes In: *CCR*, Jahrgang 56, Seite 171, (2014).
- [211] J. Stark, B. Wicht: *Dauerhaftigkeit von Beton - Der Baustoff als Werkstoff ; mit 42 Tabellen*, Baupraxis, Birkhäuser, Basel, ISBN: 3764365137, 2001.
- [212] K. Maekawa, R. Chaube, T. Kishi: *Modelling of concrete performance - Hydration, microstructure formation, and mass transport*, E & FN Spon, London, New York, ISBN: 9780419242000, 1999.
- [213] G. S. Wojcik: The Influence of the Atmosphere on Curing Concrete Temperatures and Maturity In: *Advanced in Cement and Concrete IX - Volume Changes, Cracking and Durability*, pp. 491–500, David A. Lange et al., 2003.
- [214] G. S. Wojcik, D. R. Fitzjarrald: Energy balances of curing concrete bridge decks In: *Journal of Applied Meteorology*, Jahrgang 40, Heft 11, Seite 2003, (2001).
- [215] G. S. Wojcik, D. R. Fitzjarrald, J. L. Plawsky: Modelling the interaction between the atmosphere and curing concrete bridge decks with the SLABS model In: *Meteorological Applications*, Jahrgang 10, Heft 2, Seite 165, (2003).
- [216] T. G. Myers, J. P. Charpin: Modelling the temperature, maturity and moisture content in a drying concrete block In: *Mathematics-in-Industry Case Studies Journal*, Jahrgang 1, Seite 24, (2008).

- [217] M. Chapwanya, W. Liu, J. M. Stockie: A model for reactive porous transport during re-wetting of hardened concrete In: Computational Engineering, Finance, and Science, Jahrgang 65, Heft 1, Seite 53, (2009).
- [218] J. Grunewald: Diffusiver und konvektiver Stoff- und Energietransport in kapillarporösen Baustoffen, Dissertation, Technische Universität Dresden, (1996).
- [219] H. Garrecht: Porenstrukturmodelle für den Feuchtehaushalt von Baustoffen mit und ohne Salzbefrachtung und numerische Anwendung auf Mauerwerk, Dissertation, Universität Karlsruhe, (1992).
- [220] M. Krus: Feuchtetransport und Speicherkoeffizienten poröser mineralischer Baustoffe. Theoretische Grundlagen und neue Messtechniken., Dissertation, Universität Stuttgart, (1995).
- [221] R. M. Espinosa, L. Franke: Ink-bottle Pore-Method: Prediction of hygroscopic water content in hardened cement paste at variable climatic conditions In: Cement and Concrete Research, Jahrgang 36, Seite 1954, (2006).
- [222] R. M. Espinosa, L. Franke: Influence of the age and drying process on pore structure and sorption isotherms of hardened cement paste In: CCR, Jahrgang 36, Seite 1969, (2006).
- [223] K. Kießl: Kapillarer und dampfförmiger Feuchtetransport in mehrschichtigen Bauteilen, Dissertation, Universität-Gesamthochschule-Essen, (1983).
- [224] H. Klopfer: Wassertransport durch Diffusion in Feststoffen - Insbesondere in Baustoffen, Kunststoffen, Beschichtungen, Univ., Habil.-Schr.--Stuttgart, 1972., Bauverl., Wiesbaden, ISBN: 3762503834, 1974.
- [225] H.-M. Fischer *et al.*: Lehrbuch der Bauphysik - Schall - Wärme - Feuchte - Licht - Brand - Klima, Bauwesen. 6., aktualisierte und erweiterte Auflage., Vieweg+Teubner Verlag / GWV Fachverlage GmbH Wiesbaden, Wiesbaden, ed. 6, ISBN: 978-3-519-55014-3, 2008.
- [226] M. Qin: Wirklichkeitsnahe und recheneffiziente Ermittlung von Temperatur und Spannungen bei großen RCC-Staumauern, Univ., Diss., Mitteilungen / Institut für Wasserbau, Universität Stuttgart, Inst. für Wasserbau, Stuttgart, ISBN: 3-933761-41-7, 2005.
- [227] H. M. Künzel: Verfahren zur ein- und zweidimensionalen Berechnung des gekoppelten Wärme- und Feuchtetransports in Bauteilen mit einfachen Kennwerten, Dissertation, Universität Stuttgart, (1994).
- [228] S. Foos: Unbewehrte Betonfahrbahnplatten unter witterungsbedingten Beanspruchungen, Dissertation, Universität Fridericiana zu Karlsruhe, (2005).
- [229] H. Hamfler: Berechnung von Temperatur-, Feuchte- und Verschiebungsfeldern in erhärtenden Betonbauteilen nach der Methode der finiten Elemente, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Beuth, Berlin, ISBN: 3410655956, 1988.
- [230] J. Stark, H. Krug: Baustoffkenngrößen, Schriften der Bauhaus-Universität Weimar, HAB; Bauhaus-Univ., Weimar, ISBN: 9783860680476, 1996.
- [231] Lawrence Berkeley National Laboratory., United States.Dept.of Energy.Office of Scientific and Technical Information.Effects of composition and exposure on the solar reflectance of Portland cement concrete, (2001).

- [232] D. P. Bentz, National Institute of Standards and Technology, United States. Federal Highway Administration.: A computer model to predict the surface temperature and time-of-wetness of concrete pavements and bridge decks, U.S. Dept. of Commerce, Technology Administration, National Institute of Standards and Technology, [Gaithersburg, Md.], 2000.
- [233] N. J. Carino, H. S. Lew: Maturity Method: From Theory to application - Reprinted from the Proceedings of the 2001 Structures Congress & Exposition, May 21-23, 2001, Washington, D.C., American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, Peter C. Chang, Editor, 2001, 19 p., Building and Fire Research Laboratory, (2001).
- [234] S. Röhling: Zwangsspannungen infolge Hydratationswärme, Edition beton, Verl. Bau und Technik, Düsseldorf, ISBN: 3-7640-0435-5, 2005.
- [235] Z. P. Bazant, L. J. Najjar: Nonlinear water diffusion in nonsaturated concrete In: Materials and Structures, Jahrgang 5, Heft 1, Seite 3, (1972).
- [236] E. Wirquin, M. Broda, B. Duthoid: Determination of apparent activation energy of one concrete by calorimetric and mechanical means - Influence of Superplasticizer In: Cement and Concrete Research, Jahrgang 32, Seite 1207, (2002).
- [237] F. P. Jacobs: Permeabilität und Porengefüge zementgebundener Werkstoffe, Building materials reports, Aedificatio-Verl., Freiburg i. Br., ISBN: 390508807X, 1994.
- [238] Wong H. S., Zobel M., Buenfeld N. R., Zimmerman R. W.: Influence of the interfacial transition zone and microcracking on the diffusivity, permeability and sorptivity of cement-based materials after drying In: Magazine of Concrete Research, Jahrgang 61, Heft 8, Seite 571, (2009).
- [239] P. Grassl, H. S. Wong, N. R. Buenfeld: Influence of aggregate size and volume fraction on shrinkage induced micro-cracking of concrete and mortar In: Cement and Concrete Research, Jahrgang 40, Seite 85, (2010).
- [240] D. Ehrhardt, H. M. Ludwig, M. Müller: Untersuchungen und Modellbildung zur Austrocknung der Betonrandzone als Grundlage für die Bestimmung der notwendigen Nachbehandlungsdauer, Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben DBV 287 des Deutschen Beton- und Bautechnik Verein, (09/2012).
- [241] D. Ehrhardt, M. Müller, H. M. Ludwig: Untersuchungen und Modellbildung zur Austrocknung der Betonrandzone als Grundlage für die Bestimmung der notwendigen Nachbehandlungsdauer In: Oberflächeneigenschaften von Beton, Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein, 2013.
- [242] J.-E. Jonasson: Modelling of temperature, moisture and stresses in young concrete, Tekniska Högskola, Diss.--Luleå, 1994., Doctoral Thesis / Luleå University of Technology, Univ., Luleå, 1994.
- [243] P. Rucker-Gramm: Modellierung des Feuchte- und Salztransports unter Berücksichtigung der Selbstabdichtung in zementgebundenen Baustoffen, Dissertation, Technische Universität München, (2008).
- [244] W. Hörenbaum: Verwitterungsmechanismen und Dauerhaftigkeit von Sandsteinsichtmauerwerk, Universität Fridericiana, (2004).
- [245] R. Badmann: Das physikalisch gebundene Wasser des Zementsteins in der Nähe des Gefrierpunktes, Dissertation, Universität München, (1981).

- [246] J. J. Thomas, H. M. Jennings, A. J. Allen: The Surface Area of Hardened Cement Paste as Measured by various Techniques In: Concrete Science and Engineering, Jahrgang 1, Seite 45, (1999).
- [247] K. Gaber: Einfluß der Porengrößenverteilung in der Mörtelmatrix auf den Transport von Wasser, Chlorid und Sauerstoff im Beton, Dissertation, Technische Hochschule Darmstadt, (1989).
- [248] A. Holm, M. Krus, H. M. Künzel: Grenzen der Feuchtetransportberechnung bei Betonaußenbauteilen In: Materials science and restoration V / Werkstoffeigenschaften und Bauinstandsetzen V / herausgegeben von Folker H. Wittmann, Andreas Gerdes, International WTA-Colloquium on Materials Science and Restoration et al., AEDIFICATIO Publishers, 1999.
- [249] DIN: Wärme- und feuchtetechnisches Verhalten von Baustoffen und Bauprodukten - Bestimmung der Wasserdampfdurchlässigkeit - DIN EN ISO 12572, Beuth, Berlin, September 2001.
- [250] D. Ehrhardt, H. M. Ludwig: Grundlagen zur Modellierung der Zusammenhänge zwischen Nachbehandlung, Austrocknung und Hydratation von Beton. In: Tagungsbericht / IBAUSIL, 18. Internationale Baustofftagung - 12. - 15. September 2012, Weimar, Bundesrepublik Deutschland, IBAUSIL, Hans-Bertram Fischer, F.-A.-Finger-Inst.; Bauhaus-Univ., 2 Bände , 2012.
- [251] J. Neiß, E. R. F. Winter: Neue Methoden zur Berechnung der kapillaren Flüssigkeitsleitfähigkeit in porösen Körpern In: Wärme- und Stoffübertragung, Jahrgang 16, Seite 175, (1982).
- [252] F. Rajabipour, Weiss W. J., D. M. Abraham: Insitu Electrical Conductivity Measurements to Assess Moisture and Ionic Transport in Concrete In: 1st International RILEM Symposium on Advances in Concrete Through Science and Engineering - Evanston, Illinois, 21 - 24 March 2004, J. Weiss, RILEM Publ., 2004.
- [253] T. C. Powers: Permeability of Portland cement paste, [Portland Cement Association], Chicago, 1955.
- [254] J. J. H. J. Assaad: Use of the Falling-Head Method to Assess Permeability of Freshly Mixed Cementitious-Based Materials In: J. Mater. Civ. Eng. Journal of Materials in Civil Engineering, Jahrgang 25, Heft 5, Seite 580, (2013).
- [255] P. Szymczak, M. Wassiliew, A. Behnke: Bedienhinweise zum Programm für die Auswertung von Korngrößenanalysen im Fachinformationssystem Hydrogeologie Programm UK32 - Version 1.1, (2009).
- [256] K. Faulstich: Experimentelle Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit eines systematisch entmischten, weitgestuften Bodens, Bachelorarbeit, Bauhaus-Universität, (2011).
- [257] L.-O. Nilsson: Hygroscopic moisture in concrete - drying, measurements & related material properties, Dissertation, (1980).
- [258] M. Jooß: Dichtheit von Heißwasser-Langzeitspeichern aus Hochleistungsbeton, Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, (2001).
- [259] S. V. Patankar: Numerical heat transfer and fluid flow, Series in computational methods in mechanics and thermal sciences, Taylor & Francis, Washington, New York, Bristol PA, ISBN: 9780891165224, 1980.

- [260] M. N. Özışık: Finite difference methods in heat transfer, CRC Press, Boca Raton, ISBN: 9780849324918, 1994.
- [261] L. J. Parrott: Moisture profiles in drying concrete In: Advanced in cement research, Jahrgang 1, Heft 3, (1988).
- [262] J. Zhou, X. Chen, J. Zhang, Y. Wang: Internal relative humidity distribution in concrete considering self-desiccation at early ages In: International Journal of Physical Sciences, Jahrgang 6, Heft 7, Seite 1604, (2011).
- [263] X. Zhang, H. Zhao: Characterization of Moisture Diffusion in Cured Concrete Slabs at Early Ages In: Advances in Materials Science and Engineering, Jahrgang 2015, Seite 10, (2015).

## EHRENWÖRTLICHE ERKLÄRUNG

Ich erkläre hiermit ehrenwörtlich, dass ich die vorliegende Arbeit ohne unzulässige Hilfe Dritter und ohne Benutzung anderer als der angegebenen Hilfsmittel angefertigt habe. Die aus anderen Quellen direkt oder indirekt übernommenen Daten und Konzepte sind unter Angaben der Quellen gekennzeichnet.

Weitere Personen waren an der inhaltlich-materiellen Erstellung der vorliegenden Arbeit nicht beteiligt. Insbesondere habe ich hierfür nicht die entgeltliche Hilfe von Vermittlungs- bzw. Beratungsdiensten (Promotionsberater oder anderer Personen) in Anspruch genommen. Niemand hat von mir unmittelbar oder mittelbar geldwerte Leistungen für Arbeiten erhalten, die im Zusammenhang mit dem Inhalt der vorgelegten Dissertation stehen.

Die Arbeit wurde bisher weder im In- noch im Ausland in gleicher oder ähnlicher Form einer anderen Prüfungsbehörde vorgelegt.

Ich versichere ehrenwörtlich, dass ich nach bestem Wissen die reine Wahrheit gesagt und nichts verschwiegen habe.

A handwritten signature in black ink, consisting of a circled 'D' followed by a stylized, cursive name.

Hamburg, den 17.04.2016

Dirk Ehrhardt

