Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation / Bundesamt für Strassen

Département fédéral de l'environnement, des transports, de l'énergie et de la communication / Office fédéral des routes

Dipartimento federale dell'ambiente, dei trasporti, dell'energia e delle comunicazioni / Ufficio federale delle strade

Schadensmechanismen bei der Frost-Tausalzbeanspruchung von Beton

Mécanismes d'endommagement du béton sous l'action de cycles de gel-dégel en présence de sels

EMPA, Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt, Dübendorf
Abteilung Beton/Bindemittel

Dr. J. Kaufmann
Dipl.-Ing. W. Studer

Forschungsauftrag 81/95 auf Antrag der
Arbeitsgruppe Brückenforschung

November 2000 **548**

BUNDESAMT FÜR STRASSEN

Forschungsauftrag 81/95 auf Antrag der Arbeitsgruppe Brückenforschung

Schadensmechanismen bei der Frost-Tausalzbeanspruchung von Beton

Mécanismes d'endommagement du béton sous l'action de cycles de gel-dégel en présence de sels

EMPA Dübendorf
Abteilung Beton/Bindemittel

Dr. J.Kaufmann
Dipl.-Ing. W.Studer

Oktober 2000

Zusammenfassung

Das Forschungsprojekt "Schadensmechanismen bei der Frost-Tausalzbeanspruchung von Beton" hatte zwei Ziele:

Ziel 1

Die Untersuchungen sollen zeigen, welche der möglichen Schadensmechanismen bei der Frost-Tausalzbeanspruchung von Beton unter den Bedingungen der Prüfung und am Bauwerk eine massgebende Rolle spielen.

Ziel 2

Aus der Kenntnis der massgebenden Schadensmechanismen soll abgeleitet werden, welche Prüfkriterien sich aus einem gewünschten Frost-Tausalzwiderstand ergeben. Dabei sollen nicht nur die Schnellbewitterungsverfahren (SIA 162/1 Prüfung Nr.9, Borås-Test, CDF Test) berücksichtigt werden, sondern auch andere in der Schweiz angewendete Prüfverfahren.

Zur Erreichung des ersten Ziels wurden umfangreiche Laboruntersuchungen und Messungen am Bauwerk mit vielen sehr verschiedenen Methoden durchgeführt. Die Ergebnisse sind konsistent und erlauben es, ein allgemein gültiges Modell für die Vorgänge beim Gefrieren und Auftauen von Beton abzuleiten.

Der Gefrier- und Auftauvorgang kann in 5 Phasen aufgeteilt werden, die einem Temperaturbereich zugeordnet und durch die entsprechenden hauptsächlichen Einflussfaktoren charakterisiert werden können. Grundlegende Voraussetzung sind die Annahmen, dass keine isolierte Eisbildung im Beton vorkommt, sondern eine Eisfront von der Oberfläche her eindringt, und dass der Beton homogen kapillar gesättigt ist.

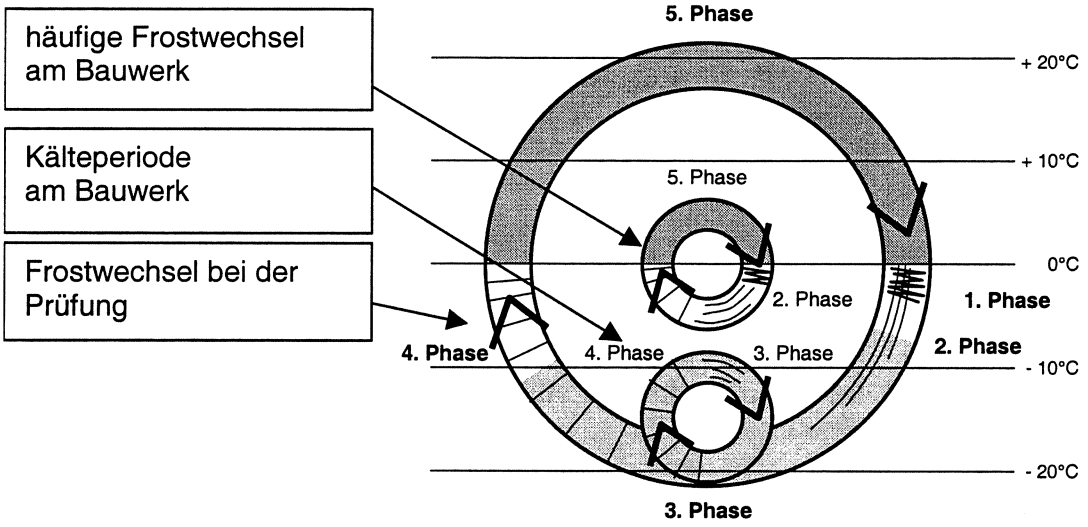
	Temperaturbereich	Hauptsächliche Faktoren
1. Phase **Beginn der Eisbildung**	0°C bis -5°C	Unterkühlung
2. Phase **Eindringen der Eisfront**	0°C bis –10°C	Porengrössenverteilung, Salzkonzentration
3. Phase **Umverteilung von Flüssigkeit**	zwischen -5°C und T_{min}	Porengrössenverteilung, Dauer, Minimaltemperatur
4. Phase **Auftauen**	T_{min} bis 0°C	Minimaltemperatur
5. Phase **Wiedersättigung (Tauphase)**	> 0°C	Dauer, Saugvermögen

Anhand dieses Fünfphasenmodells werden die Schadensmechanismen bei den analogen Laborprüfverfahren (Normverfahren und alternative Verfahren) beurteilt. Für die Schadensbildung in den analogen Prüfverfahren sind alle Phasen wichtig, wobei nicht feststellbar ist, wie gross der Anteil der einzelnen Phasen am Gesamtschaden ist. Die Prüfverfahren unterscheiden sich in der Gewichtung der verschiedenen Phasen.

Aufgrund von Messungen in situ ergab sich, dass für die Schadensbildung am Bauwerk praktisch nur die 2. und die 5. Phase von Bedeutung sind.

Daraus leitet sich ab, dass es keine direkte Beziehung zwischen dem Ausmass der Schädigung in der Prüfung und der möglichen Schädigung in situ gibt. Ganz zu schweigen von der tatsächlich

auftretenden Beanspruchung sowie den Sättigungsverhältnissen und den mikroklimatischen Bedingungen am Bauwerk gegenüber den Bedingungen iin der Laborprüfung.



Es ist deshalb nicht möglich, durch genauere oder gar strengere Prüfungen eine bessere Voraussage der Gebrauchsdauer des Bauwerks in Bezug auf die Frost-Tausalzbeanspruchung zu erhalten. Das zweite Ziel kann daher höchstens teilweise erreicht werden.

Die einzige Aussage, die aus irgend einer Beanspruchungsprüfung gewonnen werden kann ist die, dass bei einer geringen Schädigung im Versuch eine geringe Wahrscheinlichkeit dafür besteht, dass am Bauwerk massive Schäden auftreten. In dieser Hinsicht sind alle angewandten Prüfverfahren gleichwertig.

Aufgrund der Tatsache, dass Schäden nur dann auftreten, wenn die aktuelle Sättigung überkritisch ist, lässt sich folgern, dass eine gleich "sichere" Aussage auch aus einer Porositätsbestimmung oder einer Frischbetonkontrolle abgeleitet werden kann. Letzteres hat den Vorteil, dass eine ungenügende Mischung zurückgewiesen und so ein aktiver Beitrag zur Qualitätssicherung geleistet werden kann.

Résumé

Le projet de recherche "Mécanismes d'endommagement du béton sous l'action de cycles de gel-dégel en présence de sels" avait deux buts:

But 1

Il s'agissait de montrer quels sont les mécanismes d'endommagement déterminants lors de l'exposition du béton au gel en présence de sels de déverglaçage, cela d'une part dans les conditions de laboratoire et d'autre part sur les ouvrages de construction.

But 2

Les mécanismes d'endommagement étant connus, il s'agissait de déterminer quelles sont les exigences d'essai à remplir pour obtenir une résistance au gel et aux sels de déverglaçage donnée. Cette étude ne devait pas seulement prendre en compte les méthodes d'essai de vieillissement accéléré (SIA 162/1, essai No 9; test de Borås, test CDF) mais aussi d'autres méthodes d'essai utilisées en Suisse.

Pour cela, un nombre d'essai important a été effectué avec des méthodes d'essai très diverses. La cohérence des résultats obtenus a permis d'établir un modèle général pour la description du processus de gel et de dégel dans le béton.

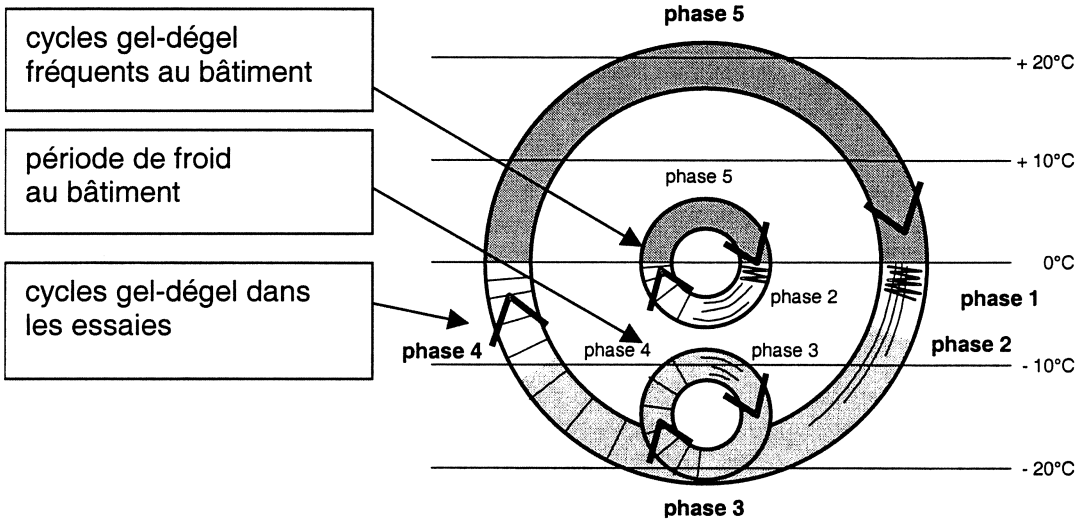
Le processus de gel et de dégel peut se subdiviser en cinq phases caractérisées chacune par un domaine de température et par un mécanisme d'action dominant. Les deux hypothèses sur lesquelles repose cette description du processus sont d'une part qu'il ne se produit pas de formation isolée de glace dans le béton mais que l'on a un front de glace qui progresse à partir de la surface et d'autre part que la saturation capillaire du béton est homogène.

	Domaine de température	Facteur principal
1ère phase **Début de la formation de glace**	0°C à -5°C	Surfusion
2e phase **Progression du front de glace**	0°C à –10°C	Distribution de la taille des pores, concentration en sel
3e phase **Redistribution des liquides**	entre -5°C et T_{min}	Distribution de la taille des pores, durée, température minimale
4e phase **Décongélation**	T_{min} à 0°C	Température minimale
5e phase **Phase de dégel**	> 0°C	Durée, pouvoir absorbant

Au moyen de ce modèle de cinq phases, les mécanismes d'endommagement lors des essais analogues (essais normés ou alternatives) ont été jugé. Dans les essais, toutes les phases sont importantes pour la formation des dommages sans que l'on puisse toutefois déterminer quelle est la part de responsabilité respective de chacune d'elles.

Basé sur les essaies in situ on a constaté que pratiquement seules les phases 2 et 5 exercent une influence sur l'apparition des dommages sur le bâtiment.

Il s'ensuit qu'il n'existe pas de relation directe entre l'ampleur des dommages constatés dans l'essai et les dommages possibles in situ. Sans parler des dommages qui se produisent effectivement qui dépendent eux des rapports de saturation pratiquement inconnus et du microclimat sur l'ouvrage.



C'est aussi la raison pour laquelle il n'est pas possible d'obtenir par des essais plus précis ou plus sévères un meilleur pronostic de la durée de vie d'un ouvrage en ce qui concerne les sollicitations par le gel et les sels de déverglaçage.

La seule information qu'il est possible de tirer d'un test de performance est que lorsque l'essai ne provoque que de faibles dommages, la probabilité d'apparition de dommages massifs sur l'ouvrage est elle aussi faible.

Le fait que des dommages n'apparaissent que si la saturation actuelle dépasse un niveau critique permet de conclure qu'une détermination de la porosité ou un contrôle du béton frais aboutissent à un pronostic tout aussi "sûr" avec l'avantage supplémentaire qu'ils permettent de refuser sur le chantier un mélange de béton insuffisant et de contribuer ainsi activement à l'assurance de la qualité.

Summary

The research project "Damage mechanisms on the frost deicing salt solicitation of concrete" had two principal aims:

Aim 1

The investigations are to show, which of the possible damage mechanisms determines the frost deicing salt solicitation of concrete under on-site conditions and in laboratory testing.

Aim 2

The dominant damage mechanisms should indicate the test criteria for a desired frost deicing salt resistance. Not only the accelerated fast weathering tests (SIA 162/1 test Nr.9, Borås test, CDF test) are to be considered, but also other testing methods applied in Switzerland.

For this purpose extensive studies with very different methods were performed. The results were consistent and allowed to derive a qualitative model for the processes involved in freezing and thawing of concrete.

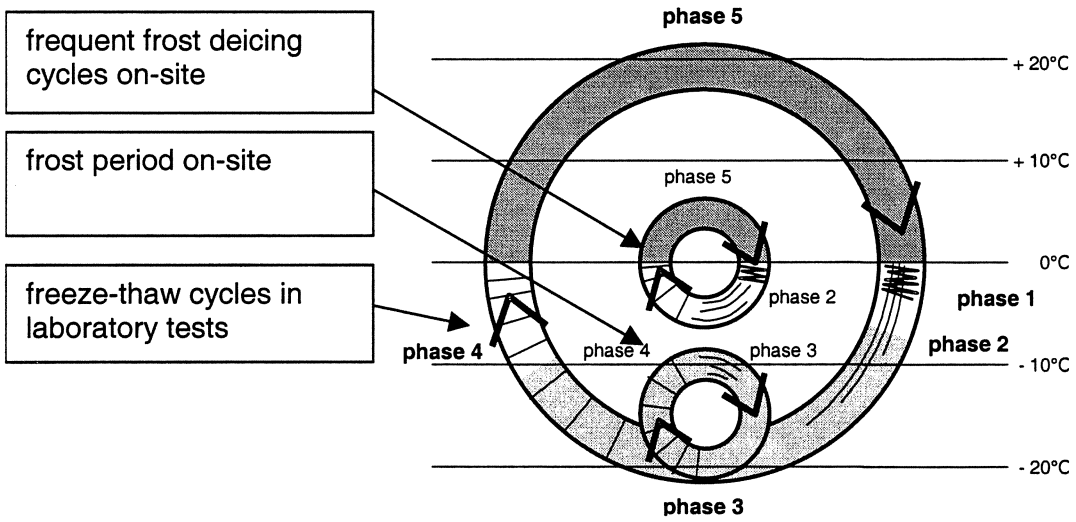
The freezing and thawing process can be divided into five different phases, which can be assigned to a certain temperature range and are characterised by a "dominant damage mechanism". The model is based on the assumption that no isolated ice formation within the concrete occurs, but that an ice front penetrates from the surface and that the concrete is homogeneously saturated.

	temperature range	dominant factors
1st phase **start of ice formation**	0°C to -5°C	supercooling
2nd phase **penetration of ice front**	0°C to –10°C	pore size distribution, salt concentration
3rd phase **liquid redistribution**	between -5°C and T_{min}	pore size distribution, duration, minimum temperature
4th phase **thawing**	T_{min} to 0°C	minimum temperature
5th phase **resaturation**	> 0°C	duration, suction capacity

The presented model was used to qualify the damage mechanisms in the analogue laboratory tests (norm tests and alternative tests). For the damage formation in laboratory tests all phases are important, whereby it is not possible to estimate the proportion of the damage caused by each individual phase on the total damage.

Based on the on site experiments, it was found that for damage formation on-site just phases 2 and 5 are important.

Therefore there is no direct relationship between the extent of the damage in the laboratory tests and the possible damage on site. The actually occurring damage even depends on practically unknown saturation conditions and the microclimatic conditions on-site.



This is the reason why it can not be expected to receive a better prediction of the durability of a building regarding the frost deicing salt solicitation by more exact or stricter laboratory tests.

The only conclusion that can be derived from any performance test is, that there is a low probability to get substantial damage on-site, if damage in a laboratory test is small.

Owing to the fact that damage occurs only if the saturation is supercritical, the frost resistance can be estimated with the same "accuracy" from porosity data or by means of a fresh concrete control. The last having the advantage, that an insufficient mixture can be rejected, resulting in an active contribution to QA.

Inhaltsverzeichnis

1. Einleitung 3

TEIL I ERMITTLUNG DER SCHADENSMECHANISMEN BEI DER FROSTTAUSALZBEANSPRUCHUNG VON BETON

2. Untersuchungsplan 4

3. Grundlagen 5
3.1 Porensystem und Wasser im Beton 5
3.2 Physikalische Eigenschaften von Wasser und Eis; Eisbildung 12
3.3 Schadensmechanismen und -modelle 15

4. Laboruntersuchungen 21
4.1 Kalorimetriemessungen 21
4.1.1 Messmethode 21
4.1.2 Prüfkörper und Vorbereitung 22
4.1.3 Messergebnisse 23
4.1.3.1 Einfluss der Unterkühlung 23
4.1.3.2 Einfluss der Vorlagerfeuchte 25
4.1.3.3 Wiedersättigung mit Salzlösung 26
4.1.3.4 Berechnungen 28
4.1.4 Folgerungen 29
4.2 Quecksilberdruckporosimetrie 30
4.2.1 Methode, Vergleich mit DTA 30
4.2.2 Prüfkörper und Vorbereitung 31
4.2.3 Messergebnisse und Folgerungen 31
4.3 Messung der Ultraschallgeschwindigkeit 32
4.3.1 Methode, Messanordnung 32
4.3.2 Messergebnisse und Folgerungen 33
4.4 Längenänderungsmessungen 38
4.4.1 Längenänderung parallel zur Prüffläche 38
4.4.1.1 Prüfkörper und Messanordnung 38
4.4.1.2 Messergebnisse und Folgerungen 39
4.4.2 Längenänderung senkrecht zur Prüffläche 51
4.4.2.1 Prüfkörper und Messanordnung 51
4.4.2.2 Messergebnisse und Folgerungen 52
4.4.3 Weitere Untersuchungen 54
4.4.3.1 Temperaturwechsel im Gefrierbereich 54
4.4.3.2 Eislinsenbildung 56
4.5 Messung der akustischen Emissionen 58
4.5.1 Methode und Prüfkörper 58
4.5.2 Ergebnisse und Folgerungen 59
4.6 Mikroskopische Untersuchungen 61

5. Untersuchungen am Bauwerk 69
5.1 Methoden und Prüfkörper 69
5.2 Ergebnisse und Folgerungen 70

6. Schadensmechanismen bei der Frost-Tausalzbeanspruchung von Beton 74
6.1 Fünfphasenmodell des Gefrier- und Auftauvorgangs in der Porenflüssigkeit 74
6.2 Diskussion des Modells 76
6.3 Einfluss des Zuschlagkörner und der Kontaktzone Zuschlag-Matrix 77
6.4 Einfluss des Tausalzes 78
6.5 Einfluss der Luftporen 79

TEIL II SCHADENSBILDUNG IN SITU UND QUALITATIVER VERGLEICH DER METHODEN ZUR BEURTEILUNG DER FROST-TAUSALZBESTÄNDIGKEIT VON BETON IN BEZUG AUF IHRE PRAXISRELEVANZ

7. Schadensbildung in situ 80
8. Prüfmethoden 83
8.1 Analoge Prüfverfahren 83
8.1.1 Analoge Normprüfverfahren 83
8.1.2 Alternative analoge Prüfverfahren 89
8.2 Analytische Prüfverfahren 92
8.3 Beziehung zwischen analogen und analytischen Verfahren 96
8.4 Empirische Formel für frost-tausalzbeständigen Beton 97

9. Praxisbezug der Prüfmethoden 98
9.1 Analoge Normprüfverfahren 98
9.2 Alternative analoge Prüfverfahren 98
9.3 Vergleich der Schadensmechanismen bei den analogen Prüfverfahren mit jenen in situ 99
9.4 Analytische Verfahren 101
9.5 Folgerungen 102

10. Kriterien zur Beurteilung des Frost-Tausalzwiderstandes von Bauwerksbeton 104

1. Einleitung

Die Frost- und Frost-Tausalzbeständigkeit und deren Prüfung gehören zu den betontechnologischen Themen, die weltweit am meisten beforscht wurden und weiterhin werden. Trotzdem sind noch einige wesentliche Fragen offen geblieben.

So ist zum Beispiel noch nicht bekannt, weshalb im Versuch nur dann Ablösungen entstehen, wenn während der Frostwechsel auf der Prüfkörperoberfläche eine Flüssigkeitsschicht vorhanden ist, und weshalb mit 3%-NaCl-Lösung die Ablösungsmenge um eine bis zwei Grössenordnungen grösser ist als mit Wasser. Man kann auch nicht erklären, weshalb die Ablösungen am Bauwerk wesentlich grösser als im Versuch sein können.

Es ist noch nicht vollständig geklärt, welche der bekannten Schadensmechanismen bei der Frost-Tausalzbeanspruchung von Beton unter den Bedingungen in der Prüfung beziehungsweise denjenigen am Bauwerk massgebende Rollen spielen. Der Beziehung zwischen der Schadensbildung bei der Prüfung der Frostbeständigkeit im Labor und der tatsächlich am Bauwerk auftretenden Schäden ist kaum untersucht worden.

Dies mag ein Grund dafür sein, weshalb in der Schweiz derzeit eine ganze Reihe unterschiedlicher Verfahren zur Ermittlung der Frost-Tausalzbeständigkeit von Beton angewendet werden. Diese Verfahren unterscheiden sich zum Teil wesentlich in Bezug auf die Gewichtung der einzelnen Einflussfaktoren (Minimaltemperatur, Frostzyklenanzahl, Sättigungsgrad, etc.). Daraus ergeben sich je nach der gewählten Prüfmethode unterschiedliche Entscheidungskriterien bei der Beurteilung der Frost-Tausalzbeständigkeit und somit unterschiedliche Beurteilungen eines identischen Betons.

Dieser unbefriedigende Zustand war der Auslöser für die vorliegenden Untersuchungen zu den

„Schadensmechanismen bei der Frost-Tausalzbeanspruchung von Beton. "

mit dem Ziel,

„die Anforderungen an die Frost-Tausalzbeständigkeit des Betons zu optimieren und wirklichkeitsbezogene, wirtschaftliche Prüfmethoden zu entwickeln."

Die vorliegende Untersuchung befasst sich deshalb zuerst mit den Schadensmechanismen. Es soll abgeklärt werden, welche Schadensmechanismen unter welchen Bedingungen zur Frost-Tausalzschädigung führen. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen werden in einer Dissertation ausführlich vorgestellt und diskutiert (Lit. 1).

In einem weiteren Schritt geht es dann darum, mittels den gewonnenen Erkenntnissen über die Schadensmechanismen einen Vergleich der natürlichen Beanspruchung mit der Frost-Tausalzbeanspruchung bei den verschiedenen Labormethoden vorzunehmen.

Die Untersuchungen wurden vom Bundesamt für Strassen (FA 81/95; s. Anhang) und von der „Stiftung für angewandte Forschung im Betonbau" der Schweizerischen Cementindustrie massgeblich unterstützt.

TEIL I ERMITTLUNG DER SCHADENSMECHANISMEN BEI DER FROSTTAUSALZBEANSPRUCHUNG VON BETON

2. Untersuchungsplan

Für die Planung der Untersuchungen gingen wir von der grundsätzlichen Überlegung aus, dass es in einem hochkomplexen, multivariablen System wie der Frost-Tausalzbeanspruchung von Beton notwendig ist, die einzelnen Phänomene mit möglichst verschiedenen, voneinander möglichst unabhängigen Methoden zu erfassen, um die Ergebnisse sicher interpretieren zu können.

Als unmittelbare Schadensursache kommt praktisch nur die

Eisbildung im Porensystem des Betons

in Frage. Zu deren Erfassung wurden aufgrund von Literaturangaben und eigenen Voruntersuchungen folgende Methoden ausgewählt:

- Kalorimetriemessungen
- Messung der Ultraschalllaufzeit
- Messung des Temperaturverlaufs
- Bestimmung der Feuchtigkeit resp. des Sättigungsgrades
- Längenänderungsmessungen

In letzter Zeit zeigte sich, dass auch chemische Vorgänge eine Rolle spielen können. Dies scheint jedoch vor allem bei der Verwendung von Hochofenschlackenzementen wesentlich zu sein und wird deshalb hier bewusst nicht berücksichtigt (Lit. 2).

Aus der Schadensursache kann man ableiten, dass der primäre Schaden in einer

Veränderung der Porenstruktur

bestehen dürfte. Diese wirkt sich sekundär auf andere Eigenschaften des Betons aus und führte zu folgender Auswahl von Methoden zur Erfassung der Schädigung:

- Längenänderungsmessungen
- Messung von akustischen Emissionen
- Quecksilberporosimetrie an belasteten und unbelasteten Proben
- mikroskopische Untersuchungen an belasteten und unbelasteten Proben (konfokales Mikroskop)

Mit den Längenänderungsmessungen kann sowohl die Eisbildung als auch die Schädigung des Betons erfasst werden. Sie spielen deshalb eine zentrale Rolle in den vorliegenden Untersuchungen.

Entsprechend den Projektzielen wurden verschiedene Messungen - zum Beispiel Ultraschalllaufzeit, Temperaturverlauf, Mikroskopie an belasteten Proben - sowohl im Labor unter Versuchsbedingungen als auch am Bauwerk selbst oder an Proben aus dem Bauwerk vorgenommen.

Die Laboruntersuchungen wurden in verschiedenen EMPA-Abteilungen und am Laboratoire de Matériaux de Construction (LMC) der ETH-Lausanne durchgeführt. Die Messungen in situ erfolgten alle an der Hundwilertobelbrücke im Kanton Appenzell A.Rh.

Die grundlegenden experimentellen Untersuchungen zu den Schadensmechanismen bilden das Thema der Dissertation von Josef Kaufmann beim Leiter des Laboratoire des matériaux de construction (LMC), Prof. Dr. C. Huet.

Die Untersuchungen dauerten etwas mehr als 3 Jahre. Der ursprüngliche Terminplan wurde im wesentlichen eingehalten.

3. Grundlagen

In diesem Kapitel soll eine kurze Übersicht über das vorhandene Wissen im Bereich „Schadensmechanismen bei der Frost-Tausalzbeanspruchung von Beton" gegeben werden. Dabei beschränken wir uns auf die für die vorliegenden Untersuchungen relevanten Aspekte.

Die Übersicht ist also keinesfalls umfassend. Es handelt sich um eines der meistbehandelten Forschungsthemen in der Betontechnologie, das von den physikalischen Eigenschaften von Wasser und Eis und der Porenstruktur im Zementstein über daraus abgeleitete theoretische Modelle der Schadensentwicklung bis zu den Prüfmethoden und dem Verhalten des Bauwerksbetons reicht.

Für eine tiefergehende Behandlung der Grundlagen sei auf die zitierten Literaturstellen, insbesondere auf die Dissertation Kaufmann (Lit. 1) verwiesen.

3.1 Porensystem und Wasser im Beton

Beton weist im erhärteten Zustand ein hochgradig vernetztes Porensystem mit einer ausserodentlich komplexen Struktur auf, das je nach Zusammensetzung 10 bis 30 % seines Volumens ausmachen kann. Es steht in Verbindung mit der „Aussenwelt" und ist für Flüssigkeiten und Gase mehr oder weniger frei zugänglich. Es handelt sich um das Porensystem in einem Haufwerk mit Teilchen von Nanometer- ($1nm=10^{-9}m$; Hydratationsprodukte) bis Zentimetergrösse ($1cm=10^{-2}m$; Zuschlagskörner) mit unterschiedlichsten Formen, in das kugelförmige Luftporen von Mikrometer- ($1\mu m=10^{-6}m$) bis Millimetergrösse ($1mm=10^{-3}m$) eingebaut sind. Dies soll mit den Abbildungen 1 (ohne Luftporen) und 2 illustriert werden.

Abbildung 1: REM-Aufnahme ; Zementstein CEM I Bruchfläche, WZ=0.5; Alter=28 Tage

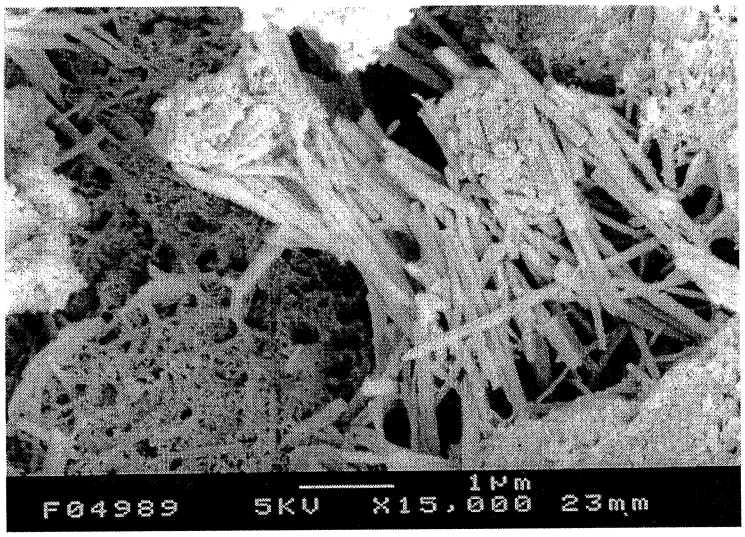


Abb. 1 zeigt einen Ausschnitt von ca. 5 auf 8µm aus einer Zementsteinprobe im Alter von 28 Tagen. Der Wasserzementwert beträgt 0.5. Man erkennt darauf einen Zwickel zwischen (vermutlich) drei Klinkerkörnern mit poröser Oberfläche, in welchen ein Agglomerat von Nadeln und feineren Körnern hineinragt.

Bei den grösseren (< 1 µm!) Hohlräumen in Abbildung 1 handelt es sich um sogenannte **Kapillarporen**, die dadurch entstanden, dass das Calcium-Silikat-Hydrat-Gel (CSH-Gel), das sich bei der Hydratation schalenartig um die Zementkörner gelegt hat, die wassergefüllten Zwischenräume nicht oder noch nicht auszufüllen vermochte.

Die Poren im CSH-Gel werden als **Gelporen** bezeichnet. Das CSH-Gel weist (Portland Zement) immer etwa die gleiche Porosität von 28 Vol% auf (Lit. 3) und beansprucht etwa das doppelte

Volumen des Zementes, aus dem es durch Anlagerung von ca. 25 Masse% Hydratwasser entsteht.

Bei den feineren Poren an den Klinkerkornoberflächen handelt es sich der absoluten Grösse nach ebenfalls um Kapillarporen. Nach der Lage zu schliessen, müssen sie aber eher den sogenannten **Gelporen** zugeordnet werden, was deutlich macht, dass die Übergänge von den Gel- zu den Kapillarporen fliessend sind.

Aus der Abbildung wird auch klar, dass eine Modellierung des Systems der **Hydratationsporen** (= Gelporen + Kapillarporen) nur durch starke Vereinfachungen möglich sein dürfte und dass mit den entsprechenden Modellen die tatsächlichen Vorgänge im Porensystem nicht im Detail beschrieben werden können.

Abbildung 2: Betonanschliff (imprägniert); CEM I 300 kg/m^3 ; WZ=0.5 ; Zuschlag 0/32mm

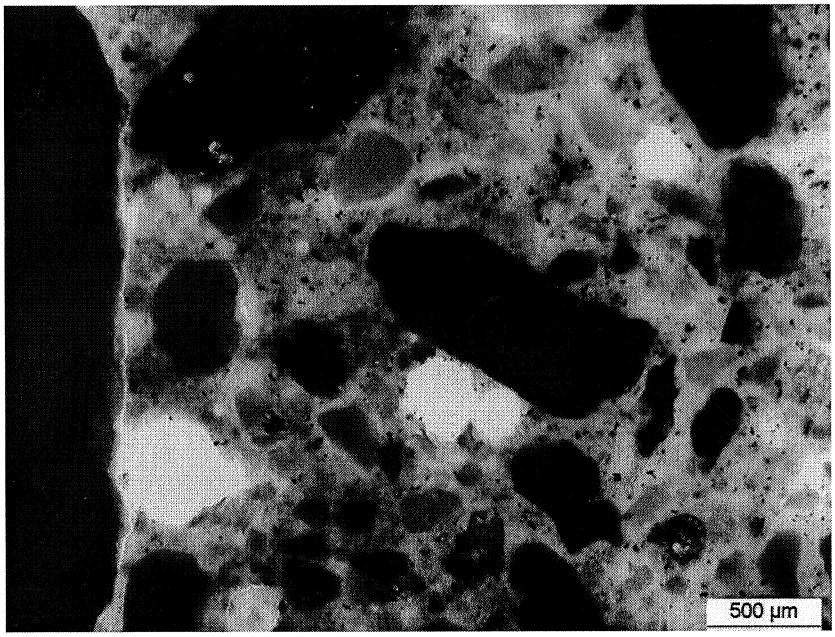


Abb. 2 zeigt einen Ausschnitt von ca. 2.5 auf 4 mm aus einem Betonanschliff. Darauf sind die Schnittflächen von Zuschlagskörnern zu sehen (dunkel), umgeben von nicht klar strukturierten Zementsteinflächen. Die Helligkeit dieser Flächen ist ein Mass für die Porosität: Bei helleren Stellen ist der Kapillarporengehalt im Zementstein grösser. Bei den hellgelben mehr oder weniger kreisförmigen Flächen handelt es sich um Schnitte durch **Luftporen**. Sie entstehen durch beim Mischen und Einbringen im Zementleim eingeschlossene Luft, die durch das Verdichten nicht vollständig ausgetrieben werden kann. Die Luftporen sind im allgemeinen kugelförmig (Lit. 4) und weisen Durchmesser auf, die wesentlich grösser sind als die Öffnungsweiten der Kapillarporen.

Bei unvollständiger Verdichtung oder in Bereichen, wo die Zementleimmenge nicht zum Ausfüllen der Hohlräume im Zuschlagshaufwerk genügt, entstehen zumeist grössere Hohlräume mit unregelmässigen Formen. Sie werden je nach Ihrer Entstehung als **Verdichtungsporen oder**, **Lunker** bezeichnet. Als weitere Porenarten sind zudem die **Risse** und die **Poren in den Zuschlagskörnern** zu erwähnen. Alle diese Hohlräume sind zwar ins Porensystem des Betons eingebunden, sie sind aber als ungewöhnliche, seltene Phänomene kaum „allgemeingültig" erfassbar und werden deshalb hier nicht weiter behandelt.

Damit besteht das zu betrachtende Porensystem aus den Hydratationsporen und den Luftporen. Die beiden Porenarten unterscheiden sich wesentlich in Bezug auf die Entstehungsweise, die Form und die Grösse und lassen sich somit klar voneinander trennen.

Die **Luftporen** treten überwiegend einzeln auf und sind nur über Hydratationsporen miteinander verbunden respektive von aussen zugänglich. Da sie wesentlich grössere Durchmesser aufweisen als die Hydratationsporen, können sie durch kapillare Wasseraufnahme nicht gefüllt werden. Sie sind deshalb unter natürlichen Bedingungen luftgefüllt.

Unter besonderen Bedingungen können Luftporen durch Auskristallisation von in der Porenflüssigkeit gelösten Stoffen zum Teil gefüllt werden. Diese Art des Luftporenverlustes geht aber sehr langsam vor sich und ist im vorliegenden Zusammenhang nicht relevant.

Die Form und Grösse der Luftporen und damit der Luftporengehalt ändert sich im Verlauf der fortschreitenden Hydratation des Zementes unwesentlich. Dies lässt sich damit erklären, dass die „Wände" der Luftporen von Körnern gebildet werden, deren Durchmesser wesentlich kleiner sind als jener der Luftpore selbst. Die Körner vermögen deshalb auch bei vollständiger Hydratation, d.h. bei Verdoppelung ihres Volumens resp. Zunahme des Durchmessers um 25%, höchstens einen geringen Teil der Luftpore auszufüllen.

Daraus ergibt sich, dass der Gehalt an Luftporen im erhärteten Beton als Differenz zwischen der Gesamtporosität (n) und der maximal möglichen kapillaren Wasseraufnahme (U_E) ermittelt werden kann und mit dem im Frischbeton z.B. mit dem Druckausgleichverfahren gemessenen Luftporengehalt (LP_0) übereinstimmen muss.

Luftporengehalt: $n - U_E = LP_0$

Die Hydratationsporen können in Kapillar- und Gelporen aufgeteilt werden (Lit. 3), wobei die Grenze zwischen den beiden Porentypen fliessend ist.

Die **Gelporen** entstehen bei der Hydratation des Zementklinkers als Hohlräume zwischen den CSH-Kristalliten und sind ein „integrierender Teil" des CSH-Gels. Es wird angenommen, dass die Struktur des Gels für eine bestimmte Klinkerart charakteristisch ist, woraus folgt, dass auch der Gehalt an Gelporen für eine bestimmte Klinkerart einigermassen konstant sein muss und sich aus dem Zementgehalt (Z in kg/m^3) und dem Hydratationsgrad (α_H in kg/kg) errechnen lässt.

> *Die Hydratation ist eine vorerst schnelle aber stark gebremste Oberflächenreaktion, die über Jahre und Jahrzehnte andauert. Der Hydratationsgrad α_H nimmt etwa proportional zum Logarithmus der Zeit zu, beträgt ca. 0.4 nach 3 Tagen, ca. 0.6 nach 28 Tagen, ca. 0.8 nach 1 Jahr und erreicht den Wert 1.0 erst nach mehr als 10 Jahren.*

Für Portlandzement ergibt sich unter den Annahmen:

- Dichte Zement ρ_z = 3150 kg/m^3
- Hydratwasser = 25 Masse % von Zement
- Dichte Hydratwasser ρ_{HW} = 1333 kg/m^3
- Porosität CSH-Gel = 28 Vol %

ein Gelporengehalt (GP in dm^3/ m^3) von (Lit. 5):

$GP = 0.198 * \alpha_H * Z$

Der Gehalt an Gelporen nimmt also proportional zum Hydratationsgrad zu.

Als Mass für die Oeffnungsweiten der Gelporen kann die mittlere freie Weglänge (MFW_{GP}) dienen, die sich aus der spezifischen Oberfläche des CSH-Gels von A_G= 200'000 m^2/kg, dem Porenvolumen im CSH-Gel von V_{GP}= 0.28 m^3/m^3 und der Dichte des CSH-Gels von ρ_G=2475 kg/m^3 errechnen lässt:

$$\mathbf{MFW_{GP}} = \frac{4 * V_{GP}}{(A_G * \rho_G * (1 - V_{GP})} \approx \mathbf{3\ nm}$$

Aufgrund der Grösse kann angenommen werden, dass die Gelporen schon bei tiefen relativen Luftfeuchtigkeiten von ca. 40% durch Adsorption vollständig mit Wasser gefüllt werden. 3 nm entspricht ungefähr dem 10-fachen Durchmesser eines Wassermoleküls. Es wird angenommen, dass das Wasser in den Gelporen relativ stark (physikalisch) gebunden ist und andere Eigenschaften aufweist als freies Wasser (Lit. 6). Zum Beispiel gefriert es bei natürlich vorkommenden Minimaltemperaturen nicht (s. Kap. 4.2).

Das Gelporenwasser weist auch eine um ca. 10% höhere Dichte auf als freies Wasser. Dies bedeutet, dass die Menge des Wassers in den Gelporen $\mathbf{M_{GP}}$ in kg/m^3

$$\mathbf{M_{GP} = 0.22 * \alpha_H * Z}$$

beträgt (Lit. 5).

Eine weitere Folge der Verdichtung des Wassers bei der Gelbildung ist die sogenannte **Selbstaustrocknung.** Das Gelporenwasser braucht nur 90%, das Hydratwasser (chemisch gebundenes Wasser) sogar nur 75% des Volumens des freien Wassers im Frischbeton. Diese Volumenreduktion ($\Delta\mathbf{W_0}$ in dm^3/ m^3) von

$$\mathbf{\Delta W_0 = 0.085 * \alpha_H * Z}$$

führt dazu, dass ein entsprechender Teil der Hydratationsporen „frei" (=luftgefüllt) wird, wenn von aussen kein Wasser zugeführt wird

> *Die „Selbstaustrocknung" ist deshalb massgebend für die Frostbeständigkeit von jungem Beton. Man kann davon ausgehen, dass dann keine Schäden mehr entstehen, wenn ΔW_0 gerade so gross ist wie die beim Gefrieren entstehende Volumenzunahme von 9%. Daraus ergibt sich, dass junger Beton - auch ohne Luftporen - „frostsicher" wird, wenn sein Hydratationsgrad $\alpha_H \geq 0.75 * WZ$ ist. Dies ist für WZ = 0.4 nach 1..2 Tagen, für WZ = 0.6 erst nach etwa 1 Woche der Fall.*

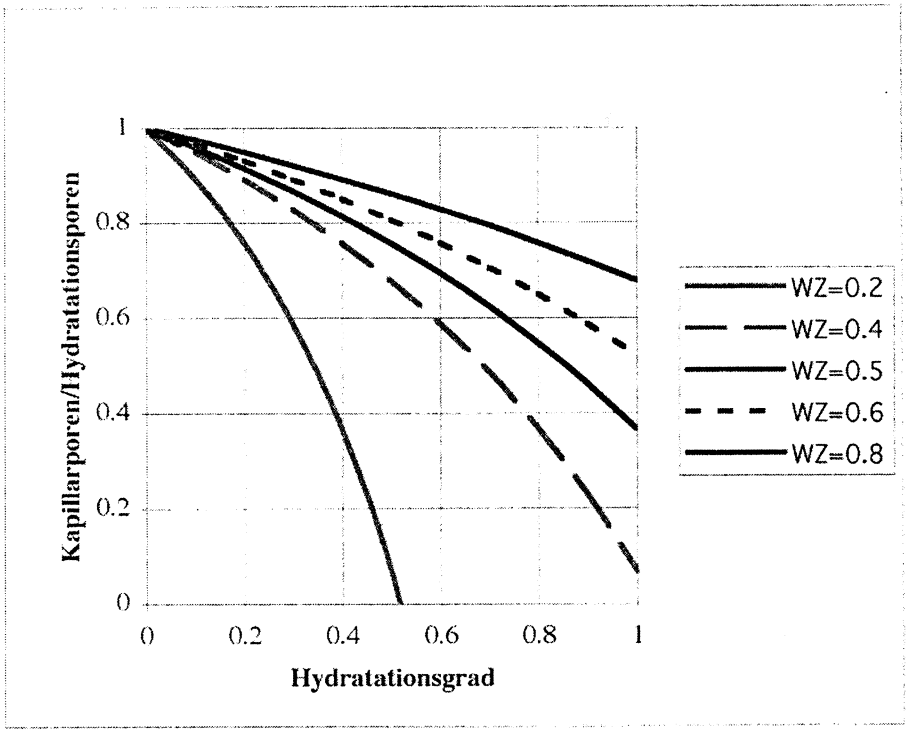
Kapillarporen entstehen dort, wo das CSH-Gel die wassergefüllten Hohlräume zwischen den Zement-, Zuschlags- und Zusatzstoffkörnern (mit Durchmessern zwischen etwa 1 µm und 250 µm) im „Zementleim" nicht auszufüllen vermag.

Der Gehalt an Kapillarporen ergibt sich dementsprechend als Differenz zwischen der Wassermenge (W_0 in kg/m^3) im Frischbeton und der Summe aus den Volumen des Hydratwassers (V_{HW}=0.25*0.75*α_H*Z) und der Gelporen (GP). Durch Einführung des Wasserzementwertes WZ = W_0 / Z erhält man schliesslich einen Kapillarporengehalt (KP in dm^3/ m^3) von:

$$\mathbf{KP = (WZ - 0.386 * \alpha_H) * Z}$$

Der Kapillarporengehalt nimmt demnach mit der Zeit ab und ist sehr stark vom Wasserzementwert abhängig. Bei vollständiger Hydratation und WZ ≈ 0.4 ist zu erwarten, dass Beton keine Kapillarporen mehr enthält (vgl. Abb. 3).

Abbildung 3: Anteil der Kapillarporen an den Hydratationsporen in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad



Analog zum Vorgehen bei den Gelporen kann auch für die Kapillarporen eine mittlere freie Weglänge resp. Oeffnungsweite abgeleitet werden. Dabei wird angenommen, dass das CSH-Gel eine homogene Schicht um die Zementkörner bildet.

Bei einer spezifischen Oberfläche des Zements von 300 m^2/kg und einem WZ-Wert von 0.5 ergibt sich im Alter von 28 Tagen ein

$$\mathbf{MFW_{KP} \approx 1.5\ \mu m}$$

was grössenordnungsmässig mit den groberen Hohlräumen auf Abb. 1 übereinstimmt.

Wie dort festgestellt werden konnte, treten in der CSH-Schicht um die Zementkörner aber auch Poren mit Abmessungen auf, die zwischen den oben errechneten MFW_{GP} und MFW_{KP} liegen. Offenbar stimmt die Annahme einer homogenen CSH-Schicht nicht, was bedeutet, dass die errechnete MFW_{KP} im höchsten Fall als obere Grenze, jedoch nicht als charakteristischer Wert für die Oeffnungsweite der Kapillarporen gelten kann.

Aufgrund der Oberflächenspannung bilden sich in den Kapillarporen Menisken und machen sie zum Hauptträger des Wasserhaushaltes im Beton. Im Wasser unter dem Meniskus entsteht ein Unterdruck, der die kapillare Wasseraufnahme bewirkt.

Über dem Meniskus sinkt gleichzeitig der Sättigungsdampfdruck in Abhängigkeit vom Meniskusradius, der für Wasser und bei Annahme von zylinderförmigen Kapillaren dem Porenradius entspricht. Daraus ergibt sich, dass die Kapillarporen bis zu einer bestimmten Grösse bei einer bestimmten relativen Luftfeuchtigkeit durch Kapillarkondensation mit Wasser gefüllt werden.

Der Zusammenhang zwischen Porenradius und relativer Luftfeuchtigkeit kann mit der Kelvin-Laplace-Gleichung beschrieben werden:

$$\ln(p/p_s) = -\frac{2*\sigma}{r} * \frac{V_{MolW}}{R^*T}$$

mit p/p_s = relative Feuchtigkeit (=r.F./100)
σ = Oberflächenspannung des Wassers (= 0.073 N/m)
r = Porenradius
V_{MolW} = Molarvolumen des Wassers (= 0.018 m^3/kg*Mol)
R = Gaskonstante (= 8300 J/K*kg*Mol)
T = absolute Temperatur (= 293 K)

Bei einer Temperatur von 20°C (Werte in Klammern) ergibt sich daraus folgende Beziehung zwischen der relativen Luftfeuchtigkeit und dem Durchmesser der durch Kapillarkondensation füllbaren Poren:

$$d = \frac{-2.2}{\ln(\frac{rF}{100})} \qquad \textbf{(in nm)}$$

Relative Luftfeuchtigkeit (in %)	Poren wassergefüllt bis Durchmesser... (in nm)
99	215
90	21
80	10
70	6.1
60	4.2
50	3.1
40	2.4

Die Beziehung kann umgekehrt auch dazu verwendet werden, aus den Gleichgewichts-Wassergehalten, die bei verschiedenen relativen Luftfeuchtigkeiten und konstanter Temperatur an Betonprüfkörpern gemessen wurden, d.h. aus Sorptionsisothermen, eine Porengrössenverteilung zu berechnen. Wegen der stark vereinfachenden Annahme von zylindrischen Poren mit glatten Oberflächen ist dabei allerdings keine gute Übereinstimmung mit dem wirklichen Porensystem zu erwarten (Lit. 7).

Die angegebenen Beziehungen zwischen der Betonzusammensetzung und den Gel-, Kapillar- und Luftporengehalten im erhärteten Beton haben sich in unzähligen Untersuchungen als zutreffend erwiesen und sind in die Norm SIA 162/1 (1989) übernommen worden (Lit. 8; 9). Sie geben aber nur über die Volumenanteile der drei verschiedenen Porenarten Auskunft und lassen höchstens „grobe" Aussagen über die Struktur des Porensystems zu.

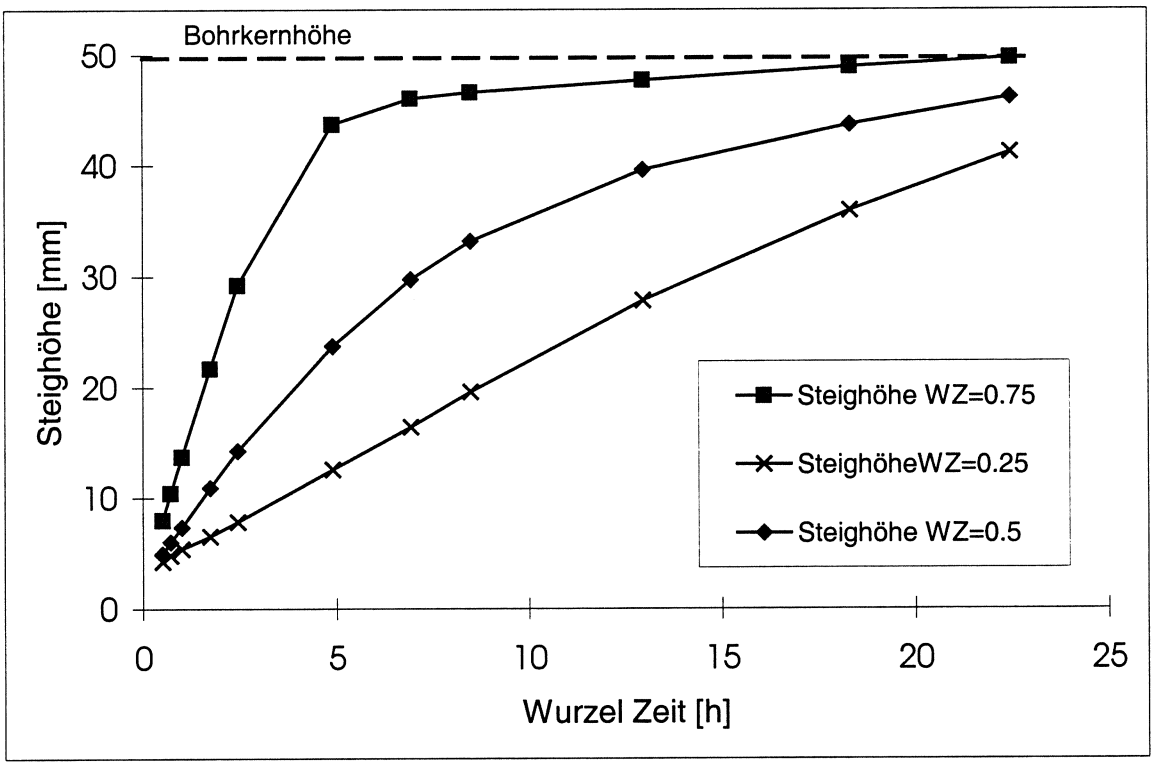
So ist zum Beispiel die Wahrscheinlichkeit dafür, dass eine Porenart ein zusammenhängendes System bildet umso grösser, je grösser deren Volumenanteil ist. Die „kritische" Grenze liegt für Kapillarporen etwa bei 40%.

Daraus ergibt sich (s. Abb. 3), dass die Kapillarporoisität bei einem Wasserzementwert über 0.6 immer durchgehend sein dürfte, dass sie aber bei WZ unter 0.4 schon vor einem Jahr unterbrochen vorliegt.

Andererseits heisst das aber auch, dass für 0.4 < WZ < 0.6, also für den „üblichen" Beton, weder die Gel- noch die Kapillarporen dominieren und damit das Porensystem nicht „einfach" zu charakterisieren ist.

In Versuchen hat sich auch gezeigt (Lit. 10), dass in diesem „Zwischenbereich" (WZ=0.5) die Wasseraufnahme nicht proportional zur Wurzel aus der Zeit erfolgt, wie das nach der Theorie zu erwarten wäre. Hingegen ist für WZ=0.25, mit dominanten Gelporen, und für WZ=0.75, mit dominanten Kapillarporen, das Wurzel-Zeit-Gesetz eher gültig.

Abbildung 4: Mittlere Steighöhen der Wasserfront bei kapillarer Wasseraufnahme (aus Lit. 10) (Wurzel-Zeit-Gesetz gültig => gerade Linien)



Eine weitere Voraussetzung für die Volumenbeziehungen ist schliesslich die Annahme, dass das Material homogen und isotrop sei, was weder im „makroskopischen" Bereich für den Beton, noch im „mikroskopischen" Bereich für den Zementstein zutrifft. Gerade im Zusammenhang mit der Frost-Tausalzbeanspruchung sind Randzonen wichtig, nämlich die Oberflächenschicht des Betons und die Grenzschicht des Zementsteins an der Oberfläche der Zuschlagskörner.

In diesen Randzonen nimmt aus geometrischen Gründen der Anteil an feinen Körnern gegen die Oberfläche hin stark zu, während sich in einem Abstand von 0.5...1*Grösstkorndurchmesser die groben Körner häufen **(= „Wandeffekt")** (Lit. 11).

An der Oberfläche des Betons ist demnach nur Zementstein vorhanden, in 15...30 mm Tiefe liegt der Zementsteinanteil bei etwa 15...20%. Entsprechend nimmt der Gehalt an Hydratationsporen von 30...70% an der Oberfläche auf 5...15% im Innern ab. Aufgrund des zeitlichen Verdunstungsverlaufs kann angenommen werden, dass an der Betonoberfläche ein System von vernetzten Kapillarporen vorhanden ist, das bis in eine Tiefe von einigen mm reicht und einen raschen Feuchtigkeitsaustausch in dieser Schicht ermöglicht (Lit. 10).

Im Zementstein bewirkt der „Wandeffekt", dass an der Zuschlagskornoberfläche gehäuft feinere Zementkörner auftreten und dadurch der Wasserzementwert örtlich erhöht wird. Um die Zuschlagskörner entstehen so relativ grossflächige Zonen mit erhöhtem Kapillarporengehalt.
Dieser Effekt kann an der Unterseite der Zuschlagskörner durch Sedimentationserscheinungen in der Zementsteinschicht noch verstärkt werden.

Tabelle 1: Volumenverhältnisse im Zementstein (Lit. 5)

Annahmen:
- 25 Masse% chemisch gebundenes Wasser
- 28 Volumen% Porosität im CSH-Gel
- Dichte Hydratwasser = 1333 kg/m^3
- Dichte Zement = 3150 kg/m^3

	Gehalt in dm^3/ m^3
Gelporen	$0.198*\alpha_H*Z$
Kapillarporen	$(WZ - 0.386*\alpha_H)*Z$
Poren im Zementstein	$(WZ - 0.188*\alpha_H)*Z$
Hydratationsprodukte	$0.505*\alpha_H*Z$
nicht hydratisierter Zement	$0.317*(1-\alpha_H)*Z$
Zementleim	$(WZ + 0.317)*Z$

α_H = Hydratationsgrad in kg/kg Z = Zementgehalt in kg/m^3

3.2 Physikalische Eigenschaften von Wasser und Eis

Wasser ist in vielen Punkten aussergewöhnlich. Der Grund dafür liegt in der Molekülstruktur (Abb. 5), die bewirkt, dass nicht Einzelmoleküle, sondern Cluster von 25 Molekülen (bei 70°C) bis 90 Molekülen (bei 0°C) für die physikalischen Eigenschaften massgebend sind. „Idealisiertes Wasser" würde aufgrund seiner Molekülgrösse erst etwa bei -90°C gefrieren und wäre unter natürlichen Bedingungen gasförmig.

> *Die Cluster sind keine stabilen Gebilde, sondern sie wechseln durch „Austausch von Molekülen" mit Nachbarclustern andauernd ihre Lage und Grösse. Bei Annahme einer Kugelform ergeben sich Clusterdurchmesser von etwa 4...6 Wassermolekülen, was etwa 1...2 nm entspricht und damit theoretisch in der Grössenordnung der Gelporen liegt.*

Wenn freies Wasser bei 0°C gefriert, wird unabhängig von der Gefriergeschwindigkeit Eis I gebildet. Dabei wird 334 kJ/kg Wärme freigesetzt. Im Eis I sind die Wassermoleküle tetraedrisch angeordnet und durch Wasserstoffbrücken von ca. 0.3 nm Länge miteinander verbunden. Durch diese Anordnung entstehen relativ grosse freie Räume im Molekülgitter, woraus sich die Volumenvergrösserung des Wassers beim Gefrieren um 9% ergibt (Abb. 6).

Abbildung 5: Struktur des Wassermoleküls

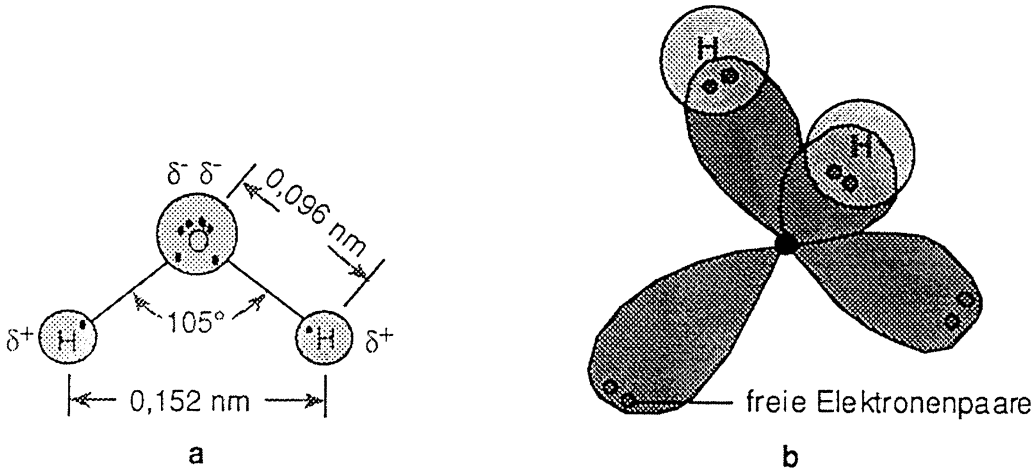
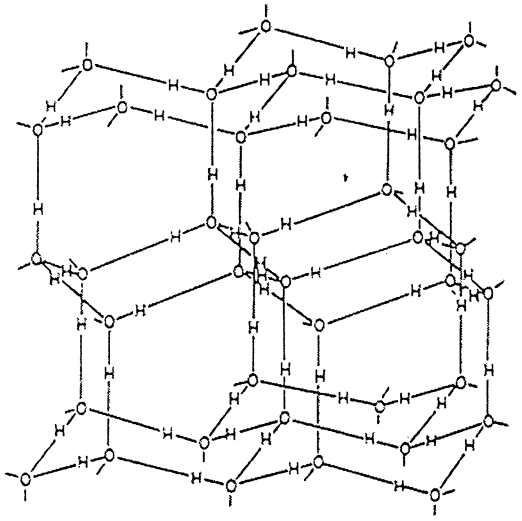


Abbildung 6: Anordnung der Wassermoleküle in Eis I



In engen Poren gefriert das Wasser erst bei tieferen Temperaturen, da es sich aufgrund von Oberflächeneffekten auf einem tieferen Energieniveau befindet als freies Wasser. Daraus ergibt sich ähnlich wie bei der Kapillarkondensation (s. Kap. 4.1) eine Beziehung zwischen dem Porenradius R_p und der Gefrierpunkterniedrigung ΔT und damit die Möglichkeit, aus dem Wärmehaushalt einer Probe beim Abkühlen oder Erwärmen eine Grössenverteilung der wassergefüllten Poren abzuleiten (siehe dazu Kapitel 4.1).

$$\mathbf{R_p}\ (\mathrm{nm}) = \mathbf{-\ 64.67\ /\Delta T}\ (\mathrm{K}) \mathbf{+\ 0.57}$$

In dieser Beziehung nach Brun (Lit. 12) wird vorausgesetzt, dass die Poren kugelförmig sind und es wird berücksichtigt, dass an der Porenwand eine ca. 0.8 nm dicke Schicht von nicht gefrierbarem Wasser (physikalisch gebunden) vorhanden ist.

Aber auch in freiem Wasser tritt die Eisbildung nicht immer unmittelbar beim Unterschreiten des Gefrierpunktes ein. Es kann zu sogenannten Unterkühlungen kommen. Dies wird damit erklärt, dass sich bei einer Unterschreitung des Gefrierpunktes zwar spontan kleinste Eispartikel bilden, dass diese aber nur dann weiterwachsen können, wenn sie eine kritische Grösse überschreiten. Dies ist mit abnehmendem Wasservolumen immer weniger wahrscheinlich, weshalb bei kleinen Wassermengen starke Unterkühlungen auftreten können (Lit. 13). Bei Erschütterungen, oder wenn

ein genügend grosses Eispartikel mit unterkühltem Wasser in Berührung kommt, beginnt die Eisbildung schlagartig.

Unter -40°C setzt die Eisbildung unmittelbar ein; eine weitere Unterkühlung von (nicht gebundenem) Wasser ist nicht mehr möglich.

Die Eisbildung kann auch durch feste Eiskeime ausgelöst werden. Man spricht dann von heterogener Eisbildung.

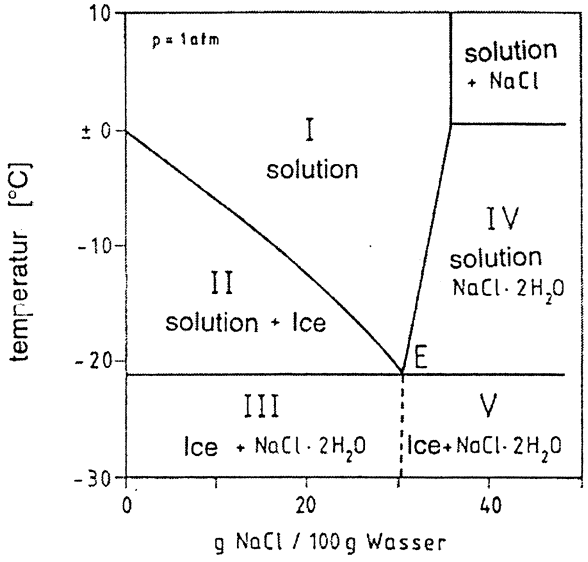
> *Einer der bestbekannten Eiskeimlieferanten ist Silberiodid mit einer Eisbildungstemperatur von -4°C (Hagelabwehr). „-4°C" entspricht der Gefrierpunkterniedrigung in Poren von ca. 15 nm Radius und würde bedeuten, dass man in Kalorimetriemessungen einen grossen Teil der Kapillarporen nicht mehr sicher erfassen könnte. Im vorliegenden Projekt wurde deshalb speziell vorbehandeltes Cholesterin verwendet, das eine Eisbildungstemperatur von etwa –0.7°C ($R_p \approx$ 90 nm) erreichen lässt (Lit. 14).*

Wenn Salze oder andere Stoffe in Wasser gelöst sind, werden die Gefrier- und Schmelzvorgänge ebenfalls verändert. Von besonderem Interesse im vorliegenden Zusammenhang ist Kochsalz NaCl, da es das am häufigsten verwendete Tausalz ist. Das System „NaCl + H_2O" wird deshalb etwas näher beschrieben; für andere gelöste Stoffe, wie sie bspw. in der Porenflüssigkeit im Beton vorkommen, sind die Beziehungen ähnlich.

Das Wasser rund um die gelösten Ionen kann in drei konzentrische Zonen eingeteilt werden (Lit. 15): Unmittelbar beim Ion sind die Wassermoleküle stark orientiert und relativ unbeweglich, in der anschliessenden zweiten Zone sind sie weniger strukturiert als in „reinem Wasser". Die äusserste Zone schliesslich ist unverändert. Daraus ergibt sich eine Reduktion des chemischen Potentials der Lösung gegenüber jenem von reinem Wasser und somit ein niedrigerer Dampfdruck und ein tieferer Gefrierpunkt. Gleichzeitig wird die Viskosität erhöht. Abb. 7 zeigt das Phasendiagramm NaCl - H_2O. Die maximale Gefrierpunktserniedrigung von -21°C wird bei einer Salzkonzentration von ca. 30g/100g Wasser (der sogenannten „eutektischen" Konzentration) erreicht.

Ein weiterer wichtiger Faktor ist die Eisbildungsgeschwindigkeit. Diese ist abhängig von der Geschwindigkeit, mit welcher die Wassermoleküle ins Eiskristallgitter eingebaut werden und von der Ableitung der Kristallisationswärme. In unterkühltem Wasser geschieht die Eisbildung in Form von sogenannten Dendriten (= nicht symmetrisch ausgebildete Kristalle) mit einem Oeffnungswinkel von 120°. Die Eisbildungsgeschwindigkeit wächst ungefähr im Quadrat des Unterkühlungsgrades.

Abbildung 7: Phasendiagramm NaCl - H_2O



In Lösungen nimmt die Eisbildungsgeschwindigkeit mit zunehmender Konzentration vorerst nur wenig, bei höheren Konzentrationen aber immer stärker ab (bis Faktor 10) (Lit. 16). Demgegenüber wurde in Betonrissen eine 2...3 mal schnellere Eisbildung festgestellt als in der freien Flüssigkeit, was auf die bessere Wärmeableitung im Beton zurückgeführt wurde (Lit. 17).

Die gelösten Ionen werden nicht vollständig ins Eisgitter eingebaut. So wird die Konzentration der Lösung unmittelbar vor der „Eisfront" erhöht und die Eisbildung gebremst. Das Eis selbst enthält zum Teil sehr wenig Salz, was z.B. für die Entsalzung von Meerwasser ausgenützt wird (Lit. 18).

Einige physikalische Eigenschaften von Wasser, Eis und einer Salzlösung sind in der Tabelle 2 einander gegenübergestellt.

Tabelle 2: Physikalische Eigenschaften von Wasser, Eis und 3%-NaCl-Lösung

Eigenschaft	Wasser	Eis	3%-NaCl-Lösung
Dichte (kg/m^3) *	1000	917	1021
Oberflächenspannung (J/m^2)*	75.6	69.2	77
Viskosität (centipoise) *	1.79	-	1.82
Gefrier-/Schmelzpunkt (°C)	0	0	-2

* bei 0°C

3.3. Schadensmechanismen und -modelle

Aus den beiden vorangegangenen Kapiteln wird deutlich, dass es sich bei der Frost-Tausalzbeanspruchung von Beton um ein hochkomplexes System handelt. Es geht um die Eisbildung in einem stark vernetzten System von unregelmässig geformten Hohlräumen mit stark variablen Abmessungen und Oberflächen, das teilweise mit einer wässrigen Lösung von Tausalzen und anderen gelösten und festen Stoffen gefüllt ist und um die Auswirkung dieser Eisbildung auf den Feststoff Beton.

Dabei werden im vorliegenden Projekt nur die physikalischen Aspekte behandelt. Man geht davon aus, dass diese zumindest bei Portlandzementbeton für die Schadensbildung massgebend seien, obwohl neuere Untersuchungen darauf hindeuten, dass zum Beispiel bei der Verwendung von Hochofenschlackenzement auch chemische Vorgänge eine Rolle spielen können (Lit. 2).

Entsprechend der Komplexität des Vorganges bestehen eine ganze Reihe von Modellen für die Schadensbildung bei der Frost-Tausalzbeanspruchung von Beton.

Als einfachstes Modell können die mit Wasser füllbaren Poren im Zementstein als kugelförmiger Behälter mit einer undurchlässigen Wand zusammengefasst werden (Lit. 19). Wenn dieser sogenannte **geschlossene Behälter** vollständig mit Wasser gefüllt ist, wird sich ein Innendruck aufbauen, der nach der Clausius-Clapeyron-Gleichung etwa

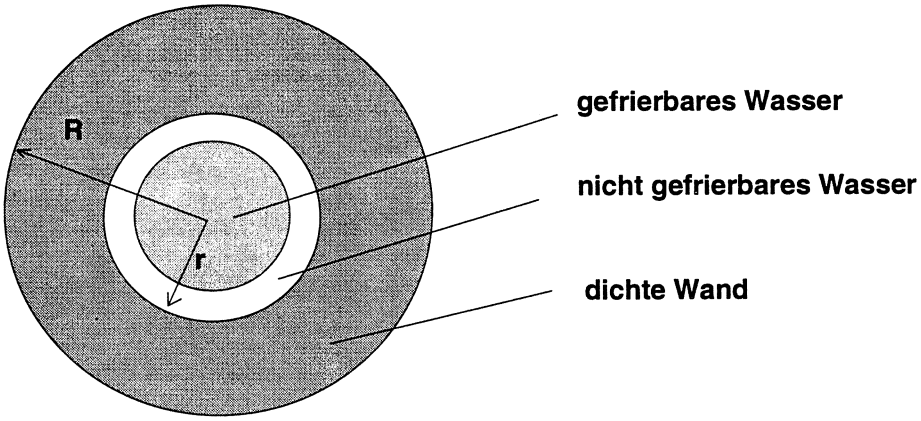
$$p_i = -10 * \Delta T$$

beträgt. p_i ist der Innendruck in MPa, ΔT die Gefriertemperatur in °C. Daraus entstehen in der Behälterwand Zugspannungen nach folgender Beziehung:

$$\sigma = -\frac{10 * \Delta T * n^{\frac{2}{3}}}{(1 - n^{\frac{2}{3}})}$$

n ist die Gesamtporosität des Behälters und ergibt sich zu: $n = r^3/R^3$ (vgl. Abb. 8).

Abbildung 8: Geschlossener Behälter (vollständig mit Wasser gesättigt)



Nimmt man für ΔT =-10°C und als Zugfestigkeit der Behälterwand f_t = 5 MPa an, so ergibt sich, dass die Wand bricht, wenn n > 1Vol% ist. Andererseits wird sich dann kein Innendruck mehr aufbauen, wenn die Pore nur soweit gefüllt ist, dass sich das Wasser beim Gefrieren frei ausdehnen kann. Daraus ergibt sich, dass der Sättigungsgrad des Modells höher liegen muss als S = 1/1.09 = 0.917 , damit überhaupt ein Schaden entstehen kann, d.h. der kritische Sättigungsgrad des geschlossenen Behälters ist

$$\mathbf{S_{krit}\ (gB) \geq 0.917}$$

Übertragen auf den Beton würde das bedeuten, dass der Luftporengehalt (= nicht füllbare Poren) nur gerade 1...2 Vol% betragen müsste um Beton frostbeständig zu machen, was in der Realität nicht stimmt.

Das einfache Modell „Geschlossener Behälter" gilt also nicht für den Beton als ganzes. Man kann daraus aber ableiten, dass

Beton schon bei sehr geringen Mengen an gefrierbarem Wasser durch Frost zerstört wird, wenn alle Poren vollständig gefüllt sind

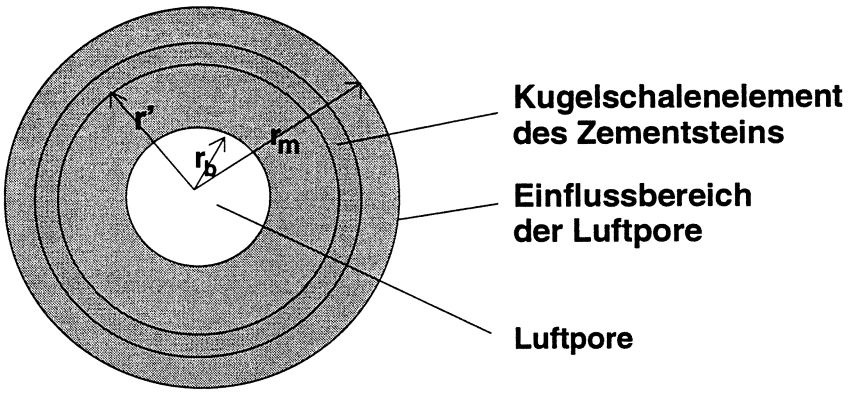
und dass

Beton nur dann frostgefährdet ist, wenn er bis unmittelbar vor dem Gefrieren mit flüssigem Wasser in Kontakt ist, d.h. wenn die Kapillarporen wassergefüllt sind.

Ein etwas realistischeres Modell entsteht dann, wenn man berücksichtigt, dass durch die Volumenzunahme beim Gefrieren Wasser aus der Pore verdrängt wird und beim Durchströmen der angrenzenden Poren ein **hydraulischer Druck** entsteht. Dieses Modell wurde 1945 durch Powers entwickelt (Lit. 20), hauptsächlich zur Erklärung der Beobachtung, dass die Luftporen eine Schutzwirkung gegenüber der Frostbeanspruchung aufweisen.

Beim Gefrieren des Wassers in einem Kugelschalenelement (Innenradius r') des Zementsteins (s. Abb. 9) wird eine Menge Wasser gegen die Luftpore im Zentrum verdrängt und erzeugt nach dem Gesetz von Darcy einen hydraulischen Druck, der von der Eisbildungsgeschwindigkeit, der Viskosität, der Permeabilität des Zementsteins und der Distanz zur Luftpore abhängt.

Abbildung 9: Modell von Powers ; „Hydraulischer Druck“



Der Druck wird maximal, wenn das Wasser am Rand des Einflussbereichs gefriert, woraus Powers abgeleitet hat, dass der Abstand zwischen den Luftporen ein bestimmtes Mass nicht überschreiten darf, wenn der Beton frostbeständig sein soll. Daraus ergibt sich eine entsprechende Anforderung an den **Abstandsfaktor**, wobei dieser für ein idealisiertes Luftporensystem - gleich grosse Poren in kubischem Gitter - errechnet wird (s. Kap. 8 „Prüfmethoden“).

$$p_{max} = \frac{\eta}{3}(1.09 - \frac{1}{S})\frac{UR}{K} f(L)$$

mit

p_{max} = maximaler hydraulischer Druck
η = Viskosität
S = Sättigungsgrad der Hydratationsporen
U = Eisbildungsgeschwindigkeit = dw_f / dT
w_f = Gehalt an gefrierbarem Wasser
R = Gefriergeschwindigkeit = dT / dt
L = Abstandsfaktor = $r_m - r_b$
f(L) = Funktion von L = $L^3 / r_b + 3*L^2/2$
K = Permeabilität

Wie der „hydrostatische Druck“ beim „Geschlossenen Behälter“ sinkt auch der hydraulische Druck sehr rasch, wenn der Sättigungsgrad der Hydratationsporen abnimmt und verschwindet bei S = 0.917. Daraus kann abgeleitet werden, dass ein sogenannter **„kritischer Sättigungsgrad“** existieren muss, dessen Überschreiten eine notwendige Voraussetzung für das Auftreten von Frostschäden ist (Lit. 21).

Aus der Formel für den hydraulischen Druck geht hervor, dass neben der Struktur des Luftporensystems (≈ Abstandsfaktor) auch der Gehalt an gefrierbarem Wasser (≈ Kapillarporengehalt) und die Permeabilität, d.h. die Struktur der Hydratationsporen auf der Materialseite sowie die Eisbildungsgeschwindigkeit und die Viskosität auf der Belastungsseite einen entscheidenden Einfluss auf die Beanspruchung haben. Es ist deshalb zu erwarten, dass weder der kritische Sättigungsgrad noch der Abstandsfaktor Materialkonstanten sind und keine absoluten Grenzwerte dafür angegeben werden können.

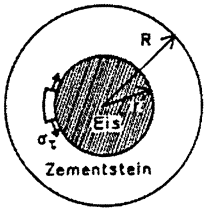
Die Berechnung gilt auch nur für das idealisierte Luftporensystem respektive für den idealisierten Zementstein und berücksichtigt nicht, dass vor allem kleinere Luftporen durch das verdrängte Wasser oder andere Stoffe gefüllt werden können und dadurch ihre Wirkung als „Expansionsraum“ verlieren - oder sogar als „geschlossene Behälter“ schädlich wirken!

Auch wenn man alle diese Faktoren berücksichtigt, sind nicht alle Erscheinungen bei der Frost-Tausalzbeanspruchung mit dem „hydraulischen Druck“ erklärbar. Als Beispiel dafür seien die sehr dünnen (≈0.1mm) Teilchen erwähnt, die in den Frost-Tausalzprüfungen von der Betonoberfläche abplatzen und im Widerspruch zur kritischen Dicke stehen, die aus dem hydraulischen Druck errechnet werden kann (Lit. 22).

Ein möglicher zusätzlicher Faktor ergibt sich aus der **thermischen Ausdehnung des Eises** (Grübl, Lit. 23). Eis Ih hat mit $55*10^{-6}$ m/K*m einen sehr viel grösseren Temperaturausdehnungskoeffizienten als die Zuschlagskörner mit $4...20*10^{-6}$ m/K*m und der Zementstein mit $10...11*10^{-6}$ m/K*m. Bei weiterer Abkühlung wird das Eis in einer Pore stärker schrumpfen als diese selbst, wodurch Platz geschaffen wird. Aus angrenzenden feineren Poren (mit tieferem Gefrierpunkt) wird Wasser aufgrund der Potentialdifferenz zwischen unterkühltem Wasser und Eis in die Pore nachströmen und sofort gefrieren. Wenn die Temperatur wieder steigt, dehnt sich das Eis in den Poren stärker aus und erzeugt einen Innendruck. Daraus ergeben sich entsprechend dem „geschlossenen Behälter" Zugspannungen im Zementstein, die etwa proportional zur vorher erreichten Minimaltemperatur zunehmen (s. Abb. 10).

Abbildung 10: Temperaturdehnung des Eises ; Modell und Spannungsberechnung (Lit. 23)

$$\sigma_\tau = \frac{(\alpha_E - \alpha_Z)\cdot \Delta T \cdot (2\frac{r^3}{R^3}+1)}{\frac{1}{E_Z}\cdot\left[(2\frac{r^3}{R^3}+1) - \nu_Z\cdot(4\frac{r^3}{R^3}-1)\right] + \frac{2}{E_E}\cdot(1-2\nu_E)(1-\frac{r^3}{R^3})}$$



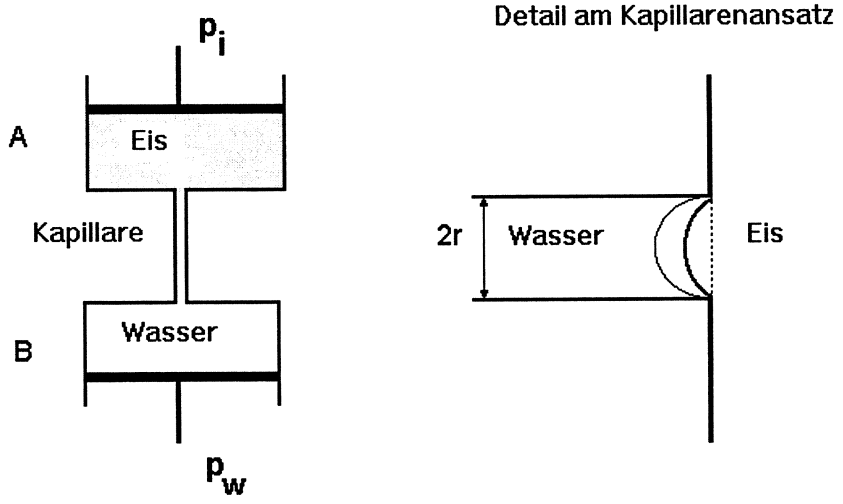
Zementstein $E_Z = 20.000$ N/mm²; $\nu_Z = 0,20$; $\alpha_Z = 10\cdot10^{-6}$ 1/K

Eis $E_E = 10.000$ N/mm²; $\nu_E = 0,30$; $\alpha_E = 50\cdot10^{-6}$ 1/K

für $\frac{r}{R} = \frac{1}{2}$ $\quad \sigma_\tau = 0,36\cdot\Delta T$ N/mm²

Die Wasserwanderung zur Eisoberfläche aufgrund der Potentialdifferenz ist die Grundlage für das **„thermodynamische Modell"** von Everett (Lit. 24). Man betrachtet zwei Behälter, die je mit einem Kolben versehen und durch eine Kapillare verbunden sind. In einem Behälter befindet sich Eis, im anderen unterkühltes Wasser (s. Abb. 11). Im Wasser findet keine Eisbildung statt. Es wird angenommen, dass sich das Eis in die Kapillare wölbt, woraus sich ein Druckunterschied zwischen dem Wasser und dem Eis entsprechend der Laplace-Gleichung (s. Kap. 4.1.) und eine Wasserwanderung vom Wasser- zum Eisbehälter ergibt. Sofern die entstehende Wärme abgeleitet werden kann wird sich dort mehr Eis bilden.

Abbildung 11: Modell von Everett



Der Prozess geht auch dann weiter, wenn sich der Druck im System erhöht, da dadurch der Radius des Eises in der Kapillare kleiner wird. Wenn dieser dem Kapillarradius entspricht, wird das Eis in die Kapillare wachsen.

Dieses Modell wird in der Bodenphysik verwendet, um die Bildung von Eislinsen zu beschreiben und die dabei entstehenden Kräfte zu berechnen. Eine Übertragung auf Beton ist in Lit. 25 gegeben (s. auch Abb. 12). Der maximale Druck, der in diesem Prozess entstehen kann beträgt

$$\Delta p = 2\gamma_{wi} / r$$

mit γ_{wi} = Grenzflächenenergie Wasser-Eis (= 29.1 mJ/m^2) und r = Radius der Kapillare, und liegt bei den Porenradien von 100...1nm im Zementstein bei etwa 0.6...60 MPa. Solche Innendrücke genügen durchaus, um den Zementstein zu zerstören.

Abbildung 12: Übertragung von Everett's Modell auf den Zementstein (aus Lit. 25)

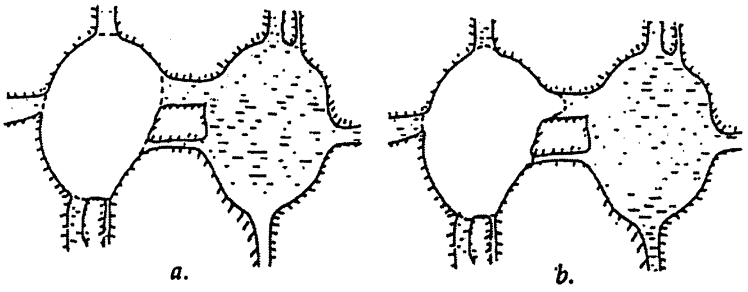


Figure 9. Sketch showing the solid/liquid interface (dotted) at two temperatures below the bulk freezing point T_z: a) at $T_p < T_l < T_o$ ice has filled the larger pore, but is confined to this pore; b) at $T_a = T_p$ ice bulges into the larger connecting capillary tube.

Der Einfluss des Tausalzes wird von den behandelten Modellen nicht berücksichtigt. Er ergibt sich einerseits daraus, dass mit höherer Salzkonzentration der Gefrierpunkt erniedrigt wird. Infolge von Konzentrationsunterschieden können Zwischenschichten deshalb später gefrieren als die Oberflächenschicht und das Betoninnere und so dort zu Verhältnissen wie in einem „geschlossenen Behälter" führen (Lit. 19).

Andererseits können auch Osmoseeffekte eine Rolle spielen: In den früher gefrierenden grösseren Poren entstehen durch die Eisbildung höhere Salzkonzentrationen. Die Porenwände wirken als semipermeable Membran, durch die Wasser aus feineren Poren strömt und so in den grösseren Poren ein osmotischer Druck erzeugt wird.

Die Aufkonzentration von Salz hat aber auch zur Folge, dass der Gehalt an gefrierbarem Wasser sinkt, was zu einer Reduktion der Beanspruchung führt.

Auf diese gegenläufigen Auswirkungen wird zurückgeführt, dass die Schadenswirkung von Tausalz NaCl bei Konzentrationen von etwa 2...4 Masse% am stärksten ist. Allerdings kann damit nicht erklärt werden, weshalb die Ablösungsmenge bei einer Prüfung mit 3%NaCl-Lösung um eine bis zwei Grössenordnungen grösser ist als wenn Wasser als Frostmedium verwendet wird.

Tabelle 3: Schadensmodelle

Modell	Schadenswirkung
Geschlossener Behälter (Fagerlund)	Hydrostatischer Druck bei der Eisbildung
Hydraulischer Druck (Powers)	Hydraulischer Druck bei der Verdrängung von Porenflüssigkeit zu den Luftporen
Temperaturausdehnung des Eises (Grübl)	„hydrostatischer" Druck beim Auftauen
Thermodynamisches Modell (Everett)	"Kristallisationsdruck" durch zusätzliche Eisbildung in feinen Poren
Osmose	Osmotischer Druck infolge Aufkonzentration der Salzlösung bei der Eisbildung

4. Laboruntersuchungen

Wie in der Einleitung erwähnt, war der Hauptzweck der Laboruntersuchungen, die Schadensmechanismen bei der Frost-Tausalzbeanspruchung von Beton genauer zu analysieren. Der Einfluss der Betonzusammensetzung auf die Frost-Tausalzbeständigkeit war nicht Thema der Arbeit. Weiter sollte eine Beziehung zwischen Prüfung und Verhalten des Bauwerksbetons gefunden werden.

Aus diesen Gründen wurden alle Untersuchungen an nur drei verschiedenen Betonsorten durchgeführt, deren wichtigste Eigenschaften in Tabelle 4 zusammengefasst sind. Daraus wurden Würfel 200/200/200 mm hergestellt woraus die verschiedenen Prüfkörper gewonnen wurden. Zusätzliche Untersuchungen wurden an Zementsteinproben mit Wasserzementwerten von 0.26, 0.4, 0.5 und 0.8 durchgeführt. Sie waren im Rahmen einer Dissertation an der ETH Lausanne (Lit. 26) zum Teil mit einer speziellen Methode hergestellt worden.

Tabelle 4: Verwendete Betonsorten

		Beton 1	Beton 2	Beton 3
Zusammensetzung				
Sand 0/4 mm	[kg/m^3]	640	722	722
Kies 4/32 mm	[kg/m^3]	1360	300	1178
Zement CEM I 42.5	[kg/m^3]	300	300	325
Wasser	[kg/m^3]	150	189	145
Wasserzementwert		0.50	0.63	0.45
Rohdichte ρ_R	[kg/m^3]	2447	2452	2383
Gesamtporosität n	[Vol-%]	11.01	14.62	15.72
füllbare Poren U_E	[Vol-%]	9.92	13.64	12.03
Luftporen LP	[Vol-%]	1.09	0.98	3.69
"Gelporen" U_{50}	[Vol-%]	3.77	5.78	5.53
S_{krit}		0.90	0.93	0.86
S_{max} (kap)		0.90	0.93	0.76
Δ S		0.00	0.00	0,10
Δ m 30	[g/m^2]	1200	800	40
f_c (28)	[MPa]	43.5	43,1	43.9
E	[MPa]	32600	35200	36600

Das Kapitel 4 ist eine kurze Zusammenfassung der entsprechenen Kapitel der Dissertation Kaufmann (Lit. 1).

4.1 Kalorimetriemessungen

Wenn Wasser gefriert wird die Kristallistationswärme freigesetzt, wenn Eis schmilzt wird diese Wärme wieder gebraucht (s. Kap. 4.2). Dieser Energieaustausch wird in den Kalorimetriemessungen ausgenützt, um zu bestimmen, welche Menge Wasser gefriert respektive welche Menge Eis schmilzt, wenn die Temperatur einer Probe sich verändert.
Aufgrund der Porengrösse-Gefrierpunkt-Beziehung kann aus der Kalorimetriemessung auch eine Porengrössenverteilung errechnet werden. Dabei ist allerdings zu berücksichtigen, dass einerseits Unterkühlungen vorkommen können und anderseits der Gefrierpunkt durch gelöste Stoffe ebenfalls verändert wird.

4.1.1 Messmethode

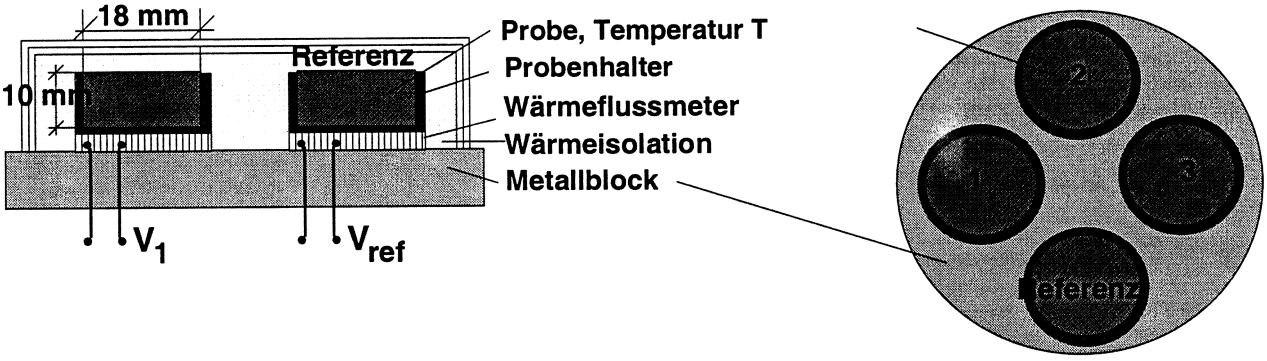
Es bestehen zwei verschiedene Messmethoden.

In der DSC (Differential Scanning Calorimetry) wird eine Referenz und die Probe separat so abgekühlt oder erwärmt, dass sie immer die gleiche Temperatur aufweisen. Dabei wird die Differenz der dafür notwendigen Heizleistung gemessen. Für Voruntersuchungen wurde ein DSC-Gerät von Perkin-Elmer verwendet. Da damit aber nur sehr kleine Proben (< 40 µl) gemessen werden konnten, kam das Gerät in den Hauptuntersuchungen nicht mehr zum Einsatz.

In der DTA (Differential Thermo Analysis) wird die Temperaturdifferenz oder der Wärmefluss zwischen einer Referenz und der Probe gemessen, während die Umgebungstemperatur mit konstanter Geschwindigkeit abgesenkt oder erhöht wird.

Für die vorliegenden Untersuchungen wurde ein DTA-Gerät verwendet, welches es erlaubte bis zu 4 Proben inkl. 1 Referenz mit 18 mm Durchmesser und 10 mm Höhe gleichzeitig zu messen (Abb. 13). Der Messvorgang ist in Lit. 1 beschrieben.

Abbildung 13: Prinzipskizze Kalorimetriemessungen



Für die Untersuchungen wurde im Normalfall eine Temperaturänderungsgeschwindigkeit von 5°C/h und eine Minimaltemperatur von -49°C gewählt. In Kalibrierversuchen wurde die Beziehung zwischen der Temperatur des Kalorimeters und jener der Probe ermittelt und bei der Auswertung angewandt. Ebenso wurde die gemessene Wärmekapazität der Proben mit dem Wert korrigiert, der an einer gleichartigen aber bei 110°C vollständig getrockneten Referenzprobe ermittelt wurde.

4.1.2 Prüfkörper und Vorbereitung

Für die Kalorimetriemessungen wurden hauptsächlich Proben aus Beton 2 und Beton 3 (Tab. 7) verwendet.

Die 200 mm- Würfel wurden unmittelbar nach dem Ausschalen (nach 2 Tagen) unter Wasser gelagert. Im Alter von 7 Tagen wurden Borkerne d= 18 mm aus den seitlichen Schalflächen entnommen und daraus je zwei 10 mm dicke Scheiben geschnitten. Das Bohren und Schneiden erfolgte unter Wasser.

Danach wurden die Prüfkörper weitere 6 Monate unter Wasser gelagert und anschliessend schrittweise bei 70%, 90%, 94% oder 97% RF getrocknet. Die Trocknung erfolgte, indem die Prüfkörper mindestens 1 Monat bei jeder höheren Luftfeuchtigkeitsstufe gelagert wurden. 94% RF wurde in geschlossenen Behältern über gesättigter $KN0_3$-Lösung, 97% über gesättigter K_2SO_4-Lösung bei 20°C erreicht. Die Lagerung bei der gewünschten Luftfeuchtigkeit dauerte in jedem Fall länger als 6 Monate. Einige Bohrkernabschnitte wurden immer unter Wasser gelagert und werden als "jungfräulich" bezeichnet.

Da Beton mit 32 mm Grösstkorn verwendet wurde, war es nicht sinnvoll alle Bohrkernabschnitte zu prüfen. Bohrkerne, die praktisch nur aus Zuschlagskörnern bestanden und sehr wenig Zementstein enthielten wurden ausgeschieden. Obwohl die Beurteilung von Auge und damit "willkürlich" erfolgte, zeigten sich sehr geringe Messstreungen bei Proben aus dem gleichen Beton bei gleicher Vorlagerung. Der Einfluss von nicht kontrollierbaren Unterkühlungseffekten war z.B. wesentlich grösser.

Vor der Messung wurden die Prüfkörper gewogen und mit Aluminiumklebeband abgedichtet um Feuchtigkeitsveränderungen zu verhindern. Nach der Messung wurde das Klebeband entfernt und die "Porosität" der Prüfkörper bestimmt durch Wägungen nach 1 Tag Unterwasserlagerung, nach 2h Trocknung bei 50°C und nach vollständiger Trocknung bei 110°C.

Einige Prüfkörper wurden nach einer Vorlagerung bei verschiedenen Luftfeuchten wieder mit Wasser oder NaCl-Lösung gesättigt und daran Kalorimetriemessungen durchgeführt.

4.1.3 Messergebnisse

4.1.3.1 Einfluss der Unterkühlung

Wie in 4.2 erwähnt, können vor allem bei kleinen Wassermengen, wie sie bei entsprechenden Probengrössen in den Kalorimetriemessungen vorkommen (Lit. 13) erhebliche Unterkühlungen auftreten. Dies kann zu Fehlinterpretationen der Messergebnisse führen: Gemäss Porengrösse-Gefrierpunktsbeziehnung nach Brun gefriert Wasser in Kapillarporen von 10 nm Radius bei –6°C. Eine Eisbildung bei dieser Temperatur würde dieser Porengrösse zugeordnet, auch wenn sie durch Unterkühlung verursacht wäre.

Wie gross Unterkühlungen in DSC-Messungen sein können zeigen die Abb. 14 und 15. Die Gefrierpeaks von kleinen Wassertropfen (< 2 mg) ergeben mit der DSC-Methode infolge von Unterkühlung erst unterhalb -20°C ein Signal. Bei dieser Temperatur wird auch der erste Gefrierpeak der Betonprobe gemessen, was zum Schluss führt, dass das Wasser in der Betoprobe ebenfalls unterkühlt war.

Um zu grosse Unterkühlungen zu vermeiden, wurde in den Versuchen speziell vorbehandeltes Cholesterin als Eiskeimlieferant verwendet. Damit konnten Eisbildungstemperaturen von etwa – 0.7°C erreicht werden.

Abbildung 14: DSC-Messung an Ablösungen (Beton 2, Abkühlen)

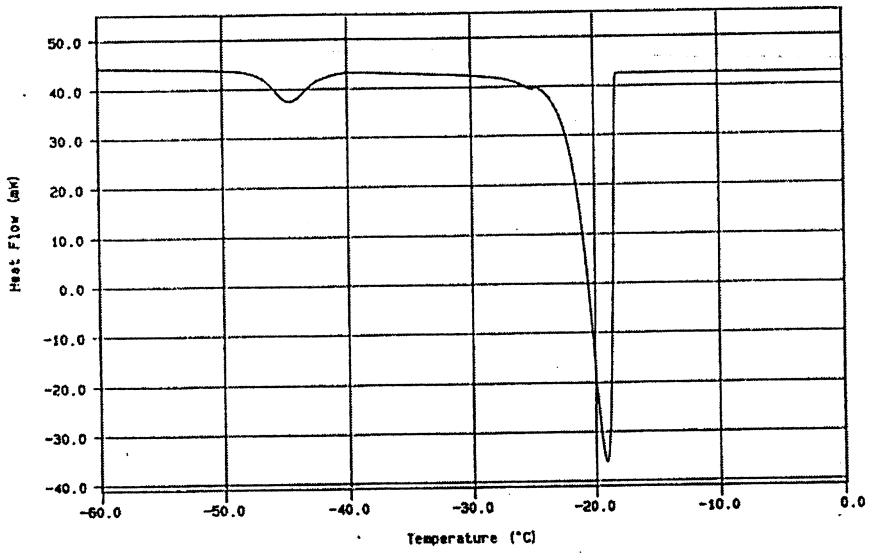
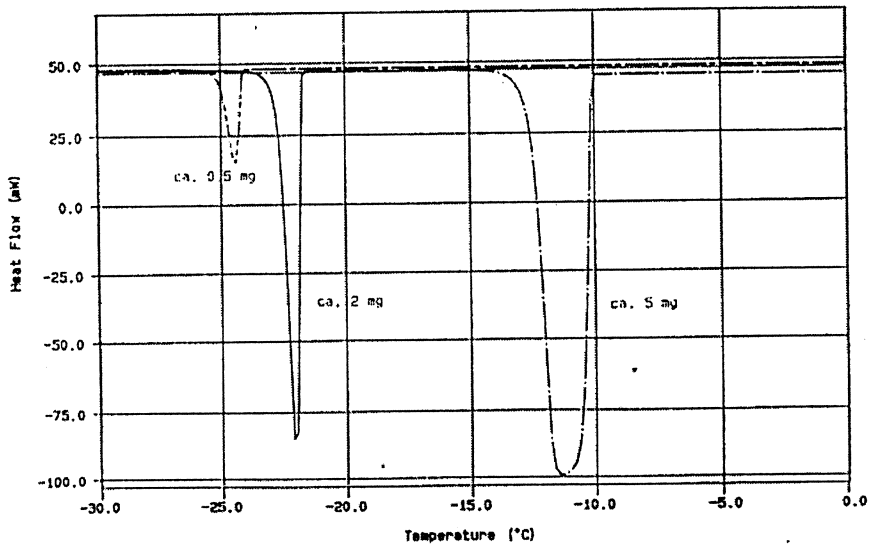


Abbildung 15: DSC-Messung an Wassertropfen (Abkühlen)



Abbildungen 16 und 17 zeigen, dass mit dem Cholestrin nur die "Gefrierkurve" beeinflusst wird, die Auftaukurve aber unverändert bleibt. Dies ist damit zu erklären, dass es beim Auftauen kein der Unterkühlung entsprechendes Phänomen gibt.

Abbildung 16: Einfluss des Cholesterins: Verhinderung von Unterkühlungseffekten beim Abkühlen (Beton 2)

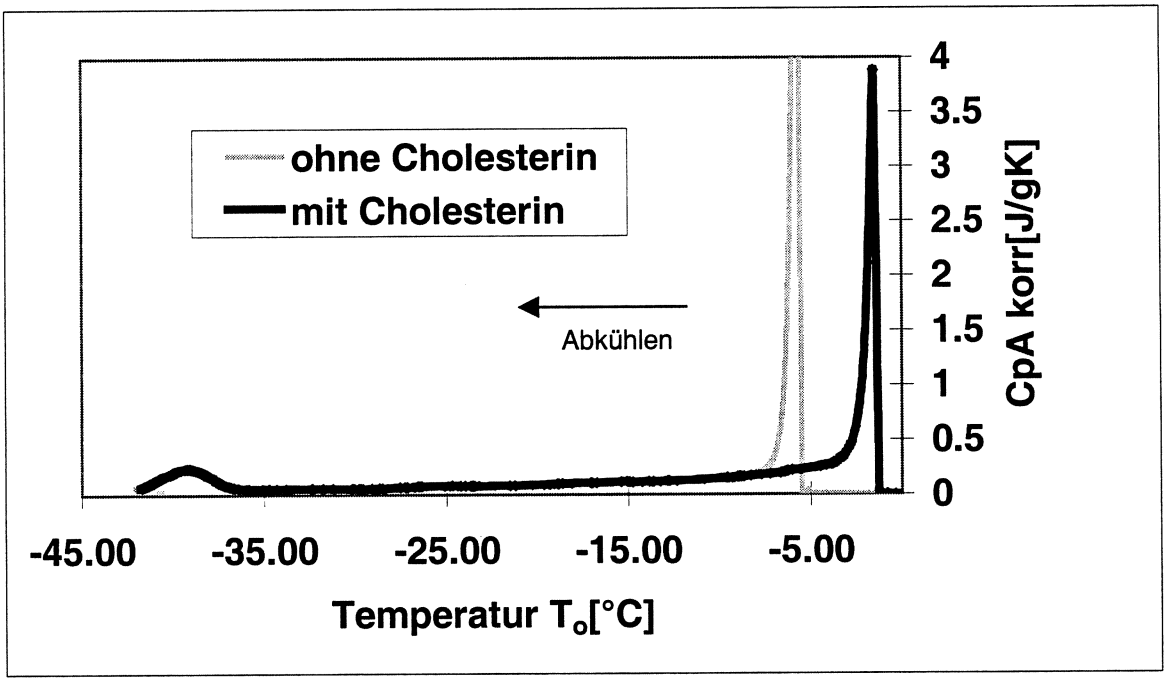
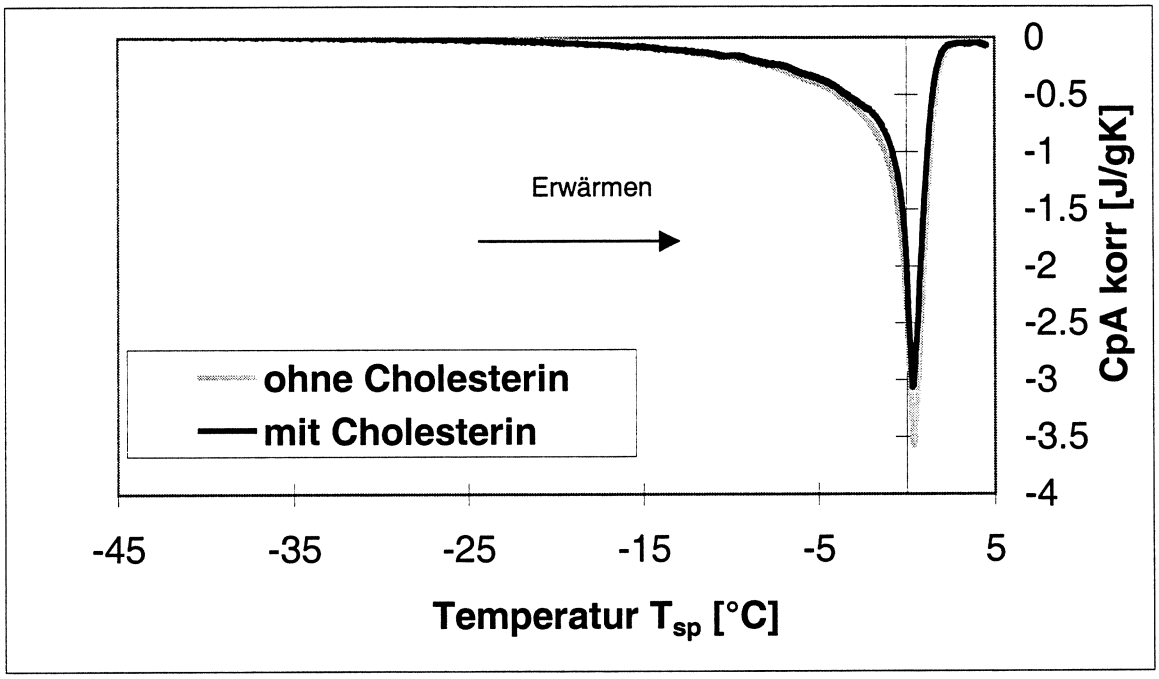


Abbildung 17: Einfluss des Cholesterins: keine Änderung beim Erwärmen
(Beton 2, gleiche Probe wie Abb. 16)



Durch die Verwendung von Cholesterin ergab sich in der vorliegenden Untersuchung eine sehr geringe Hysterese zwischen Gefrieren und Auftauen, was im Widerspruch zu vielen Messungen anderer Autoren steht (Lit. 27). Daraus kann abgeleitet werden, dass die Hysterese durch Unterkühlungen verursacht werden dürfte und damit aus Abkühlkurven nur dann zuverlässig auf die Porengrössenverteilung geschlossen werden kann, wenn Unterkühlungseffekte ausgeschlossen werden können.

4.1.3.2 Einfluss der Vorlagerungsfeuchte

Gemäss der Kelvin- Gleichung (Kap. 4.1) sind bei einer bestimmten Luftfeuchtigkeit nur Poren bis zu einer bestimmten Grösse mit Wasser gefüllt. Nach der Porengrösse- Gefrierpunktsbeziehung ist deshalb zu erwarten, dass die Eisbildung in Beton mit abnehmender Sättigung bei tieferen Temperaturen einsetzt. In Abbildungen 18 und 19 ist dies deutlich erkennbar.

Abbildung 18: DTA-Messung von Beton 2 mit unterschiedlicher Vorlagerungsfeuchte (Abkühlen)

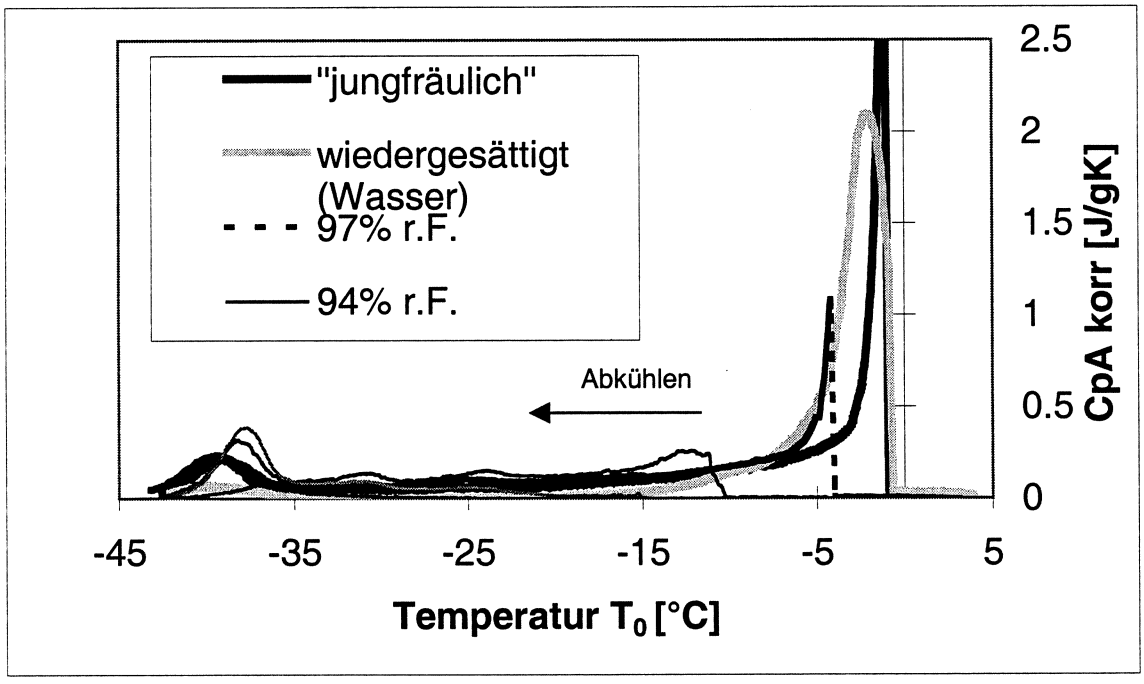
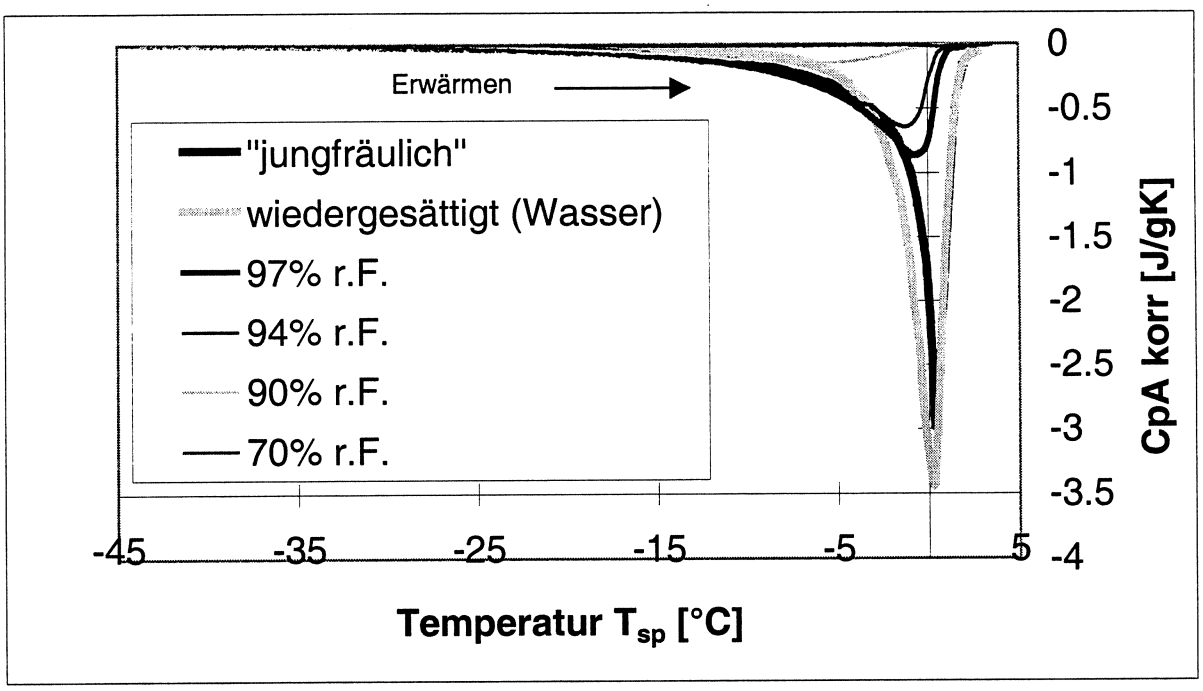


Abbildung 19: DTA-Messung von Beton 2 mit unterschiedlicher Vorlagerungsfeuchte (Erwärmen)



Bei Vorlagerung über 90% RF ergibt sich ein erster Eisbildungspeak zwischen -1°C und -5°C während die Eisbildung bei 70% RF erst bei -10°C beginnt.
Bei 90% und 94% RF sind weitere kleine Peaks bei -25°C bis -30°C zu finden. Ein letzter Peak tritt bei allen Vorlagerungsfeuchten über 70% bei -40°C auf. Bei 70% ist er weit weniger ausgeprägt als bei höherer relativer Feuchte.
Diese Peaks finden sich in den Auftaukurven nicht, was darauf hindeutet, dass sie auf Unterkühlung und nicht auf einen höheren Gehalt an Poren der entsprechenden Grösse zurückzuführen sind.

Die Messungen zeigen keine grossen Unterschiede zwischen dem Verhalten von jungfräulichen (nie getrockneten) und wiedergesättigten (nach Trocknung bei 70% RF) Proben. Dies steht im Widerspruch zu Angaben in der Literatur (Lit. 29). Die dort gefundenen Unterschiede sind deshalb auch eher mit Unterkühlung, dh. mit der geringeren Wahrscheinlichkeit einer "kritischen Eiskeimbildung" im "höher strukturierten jungfräulichen Porenwasser" als mit einer Vergröberung der "Porenstruktur" durch das Austrocknen zu begründen.

Untersuchungen zum Wasserhaushalt von Beton (Lit. 7 und 10) stützen diese Aussage. Dort ergaben sich nur bei vollständiger Trocknung bei 110°C wesentliche Änderungen in der Wasseraufnahme und der Wasserverdunstung, die auf Strukturschäden schliessen lassen .

4.1.3.3 Wiedersättigung mit Salzlösung

Sowohl im Bauwerksbeton als auch in den Frost-Tausalzbeständigkeitsprüfung werden die Oberflächenschichten des Betons teilweise mit Salzlösung gesättigt. Deshalb wurden einige DTA-Messungen an Proben durchgeführt, die nach einer Trocknung bei bestimmter relativer Feuchte mit Salzlösung wieder gesättigt worden sind. Einige typische Ergebnisse sind in Abbildungen 20 und 21 enthalten.

In Abb. 20 sind die Taukurven von Prüfkörpern dargestellt die nach Vorlagerung bei 70, 90, 94 und 97% relativer Feuchte für 4 Tage mit 3% NaCl- Lösung beaufschlagt wurden. Die Taukurven sind mit zunehmender Vorlagerungsfeuchte gegen höhere Temperaturen hin verschoben. Auch scheint keine vollständige Durchmischung des ursprünglichen Wassers und der neu dazukommenden Salzlösung zu geschehen, wie die zwei deutlich getrennten Peaks bei Vorlagerung bei 94% zeigen.

Dies stützt die Ergebnisse einer Untersuchung an der EMPA zum Wasserhaushalt von Betonproben (Lit. 10). Offenbar wird das urprüngliche Wasser von der Salzlösung vorallem bei höherem Sättigungsgrad zumindest teilweise gegen Innen verdrängt.

Abbildung 20: DTA-Messung von Beton 2 nach Wiedersättigung mit 3 Masse-% NaCl-Lösung (Erwärmen, unterschiedliche Vorlagerungsfeuchten)

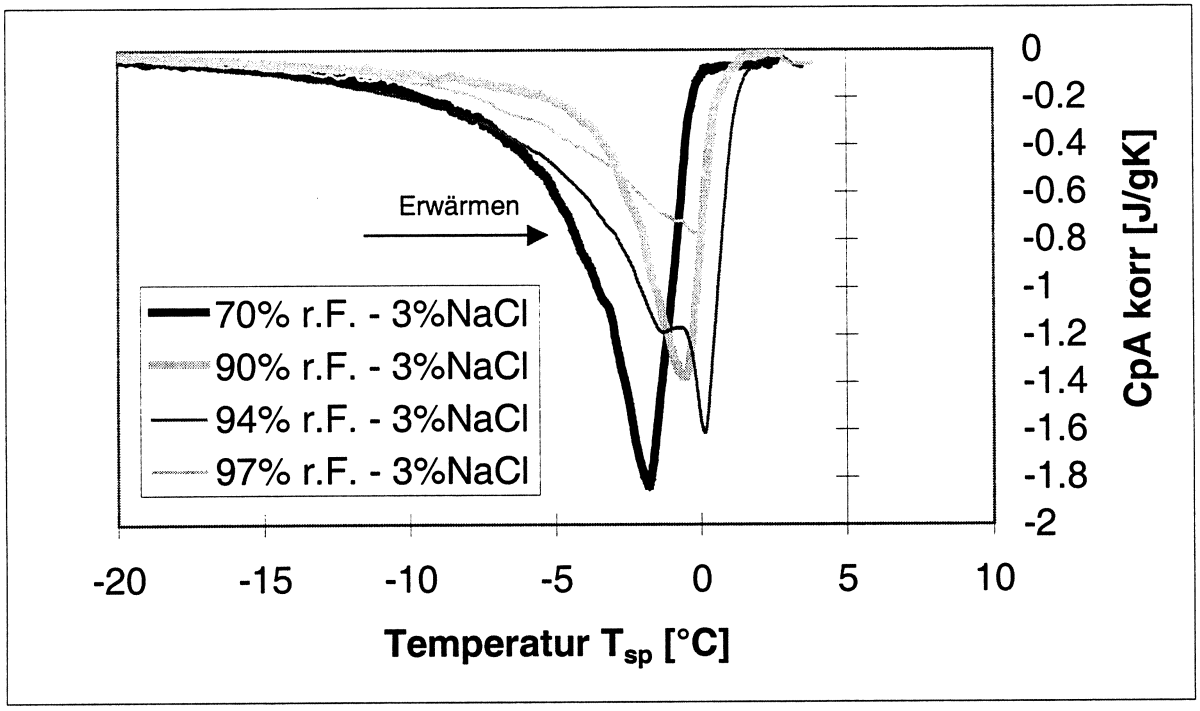
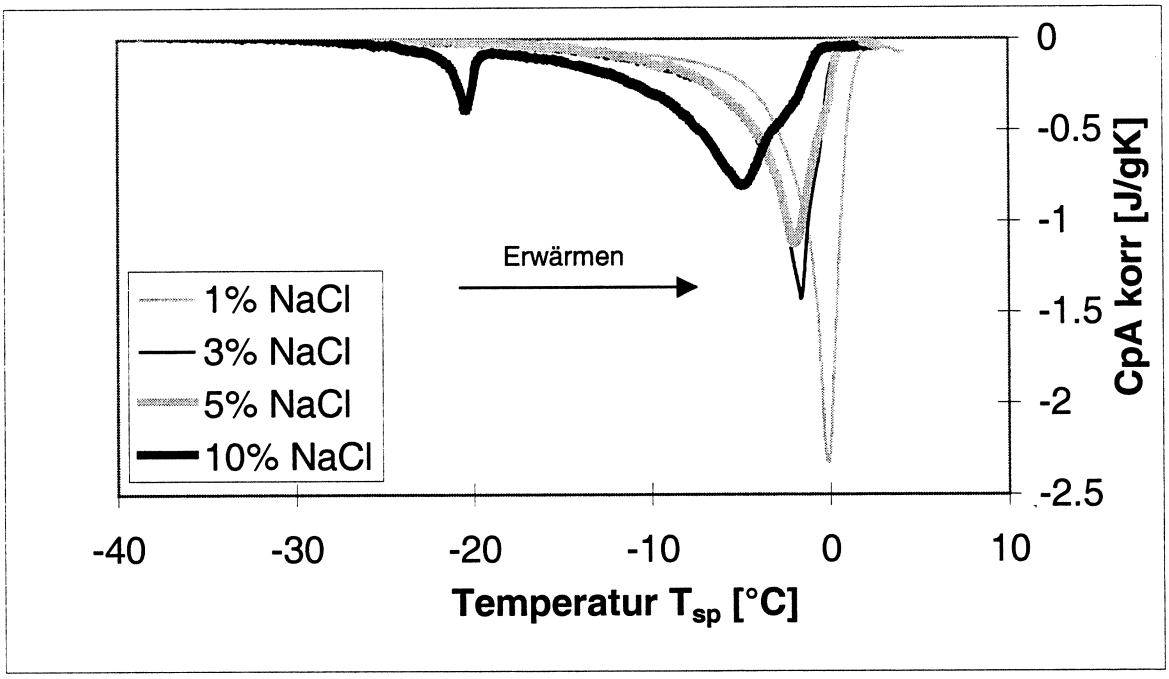


Abbildung 21: DTA-Messung von Beton 3 nach Wiedersättigung mit unterschiedlich konzentrierter NaCl-Lösung (Erwärmen, Vorlagerungsfeuchte 70% r.F.)



Dies macht deutlich, dass die Vorlagerung der Prüfkörper und die Art der Wiedersättigung vor der Prüfung einen Einfluss auf die Eisbildung in der Oberflächenschicht und damit auf die Schadensbildung in den analogen Prüfverfahren haben kann.

In Abb. 21 sind die Auftaukurven von Proben angegeben, die nach einer Vorlagerung bei 70% RF mit 1%-,3%-,5%- und 10%-NaCl-Lösung wiedergesättigt wurden.
Die Taupeaks treten bei den Temperaturen auf, die sich aus der Konzentration der Salzlösung ergeben. Bei der 10%-Lösung entsteht ein weiterer Peak bei der eutektischen Temperatur von -21°C, was auf die Aufkonzentration der Salzlösung bei der Eisbildung (Kap. 4.2) zurückzuführen ist.

4.1.3.4 Berechnungen

Wie früher beschrieben, kann aus den DTA-Messungen die Menge des gefrierenden Wassers oder des schmelzenden Eises in Abhängigkeit von der Temperatur und daraus, mit der Porengrösse-Gefrierpunkts-Beziehung eine Porengrössenverteilung errechnet werden.
In Tabelle 5 sind die Gehalte an gefrierbarem Wasser angegeben, die sich bei verschieden vorgelagerten Proben aus Beton 2 und Beton 3 ergeben haben.

Tabelle 5: Gefrierbare Wassermengen

freezable water content [g/g]

specimen	adsorbed to						freezing						thawing						
	Pd/Ps	MD - M110 / M110	Pa/Ps	MA - M110 / M110	ME - M110 / M110	ME - M50 / M110	-2	-5	-10	-15	-35	-42	-1	-2	-5	-10	-15	-35	-42
							(temperature [°C])						(temperature [°C])						
concrete mix 2 (w/c=0.63)	1*			0.081	0.064	0.036	0.009	0.012	0.014	0.016	0.019	0.022	0.011	0.014	0.018	0.021	0.023	0.024	0.024
	0.7	0.019	1**	0.048	0.048	0.027	0.008	0.016	0.02	0.021	0.021	0.022	0.015	0.02	0.025	0.027	0.028	0.028	0.028
	0.97	0.039			0.041	0.008	0	0.002	0.006	0.008	0.013	0.016	0.003	0.006	0.011	0.014	0.016	0.017	0.017
	0.94	0.05			0.056	0.013	0	0	0	0.003	0.01	0.013	0.001	0.004	0.008	0.011	0.013	0.014	0.014
	0.9	0.041			0.06	0.025	0	0	0	0	0.003	0.006	0	0	0.001	0.003	0.004	0.005	0.005
	0.7	0.015			0.047	0.017	0	0	0	0	0	0.001	0	0	0	0.001	0.001	0.001	0.001
concrete mix 2 (w/c=0.63)	1*			0.061	0.049	0.023	0.01	0.013	0.014	0.015	0.017	0.019	0.012	0.014	0.018	0.021	0.022	0.023	0.023
	0.7	0.016	1**	0.037	0.037	0.021	0.004	0.008	0.009	0.01	0.01	0.011	0.008	0.011	0.015	0.017	0.018	0.018	0.018
	0.97	0.052			0.056	0.012	0	0	0.002	0.003	0.008	0.011	0.001	0.002	0.005	0.008	0.01	0.011	0.011
	0.94	0.044			0.054	0.016	0	0	0	0.001	0.004	0.006	0	0.001	0.003	0.005	0.007	0.007	0.007
	0.9	0.034			0.048	0.014	0	0	0	0	0.001	0.004	0	0	0.001	0.002	0.003	0.003	0.003
	0.7	0.02			0.046	0.017	0	0	0	0	0	0.001	0	0	0	0.001	0.001	0.001	0.001
cement paste w/c=0.8	1*			0.694		0.452	0.046	0.082	0.105	0.107	0.113	0.137	0.114	0.141	0.179	0.201	0.21	0.216	0.218
cement paste w/c=0.5	1*			0.232		0.145	0	0.032	0.045	0.05	0.064	0.076	0.021	0.032	0.042	0.064	0.071	0.074	0.076
cement paste w/c=0.4	1*			0.212		0.094	0.011	0.031	0.045	0.051	0.067	0.081	0.008	0.019	0.038	0.05	0.056	0.058	0.06

Pd/ps : relative humidity of prestorage
Pa/ps : relative humidity after resaturation

before tests
MD : specimen mass after prestorage [g]
MA : specimen mass virgen or after resaturation [g]

after tests
ME : specimen mass after storage under water [g]
M110 : specimen mass after drying at 110°C [g]
M50 : specimen mass after drying at 50°C [g]

* ständig unter Wasser
** Wiedersättigung nach Vorlagerung bei 70%RF

Da es sich um Einzelwerte handelt, können sie nicht zur Charakterisierung der beiden Betonsorten verwendet werden. Sie zeigen aber das grundsätzliche Verhalten:

- Nur bei vollständiger kapillarer Sättigung sind erhebliche Mengen an gefrierbarem Wasser im Beton vorhanden. Schon bei der Gleichgewichtsfeuchte, die sich bei 97% RF einstellt, ist bei Beton 2 mit WZ= 0.63 weniger als 1 Masse % (≅ 2 Vol%) Wasser vorhanden das über –15°C gefriert.

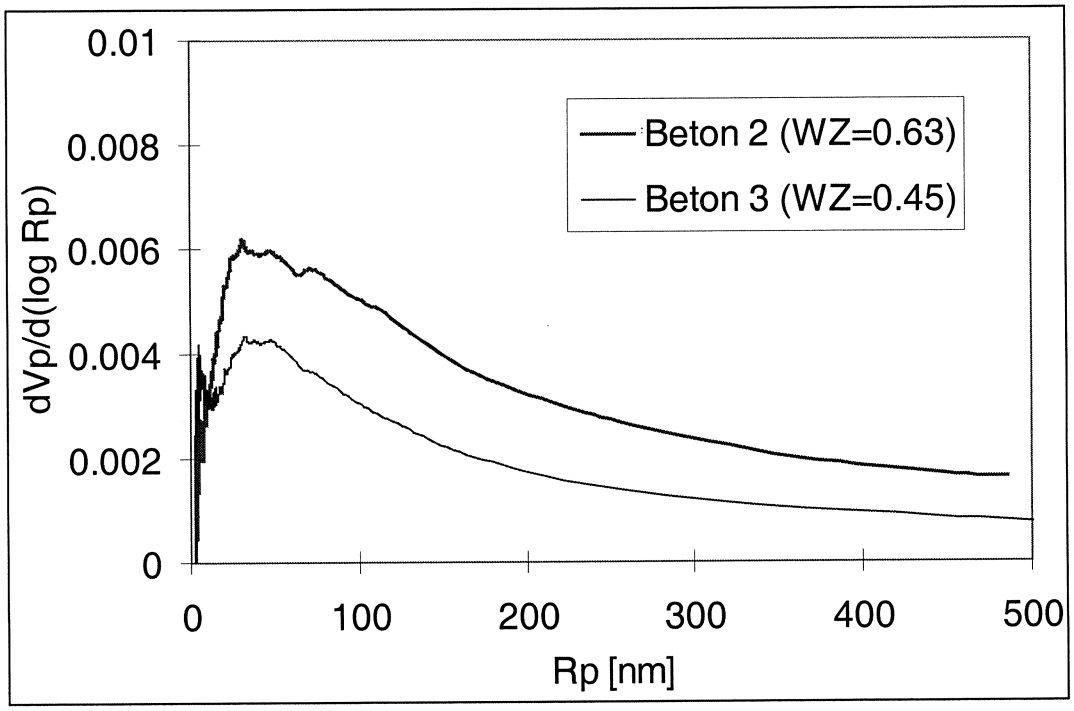
- Bis -42°C ist nur etwa 1/3 des Wassers gefrierbar, das bei vollständiger kapillarer Sättigung im Beton enthalten ist. Der Unterschied zwischen den beiden Betonsorten ist geringer, als aufgrund des WZ zu erwarten wäre.

- Zwischen "jungfräulichen" und wiedergesättigten Proben besteht kein erheblicher Unterschied.

In Abb. 22 sind die Porengrössenverteilungen aufgezeichnet, die sich aus den Auftaukurven von Proben aus Beton 2 und 3 errechnen lassen.

Wie erwartet ergibt sich für WZ= 0.63 eine grösserer Gehalt an groben Poren als für WZ= 0.45. In beiden Fällen zeigt sich aber eine Maximum bei einem Porenradius von etwa 30 nm.

Abbildung 22: Porengrössenverteilung aus DTA-Messung (Auftaukurve)



4.1.4 Folgerungen

Die Ergebnisse der Kalorimetriemessungen stehen, wie schon erwähnt, in zwei wesentlichen Punkten im Widerspruch zu vielen Angaben in der Literatur:

- Es wurden nur geringe Hysteresen zwischen Gefrier- und Auftaukurven gefunden
- Es zeigten sich keine Gefrierpeaks bei Temperaturen zwischen -15°C und -25°C.

Diese Unterschiede lassen sich damit erklären, dass in den vorliegenden Untersuchungen, im Gegensatz zu den Untersuchungen in der Literatur, durch den Einsatz von Cholesterin nur geringfügige Unterkühlungen (bis ca -0.7°C) vorkamen (siehe ausführliche Diskussion in Lit. 1 Abschnitt 4.39).

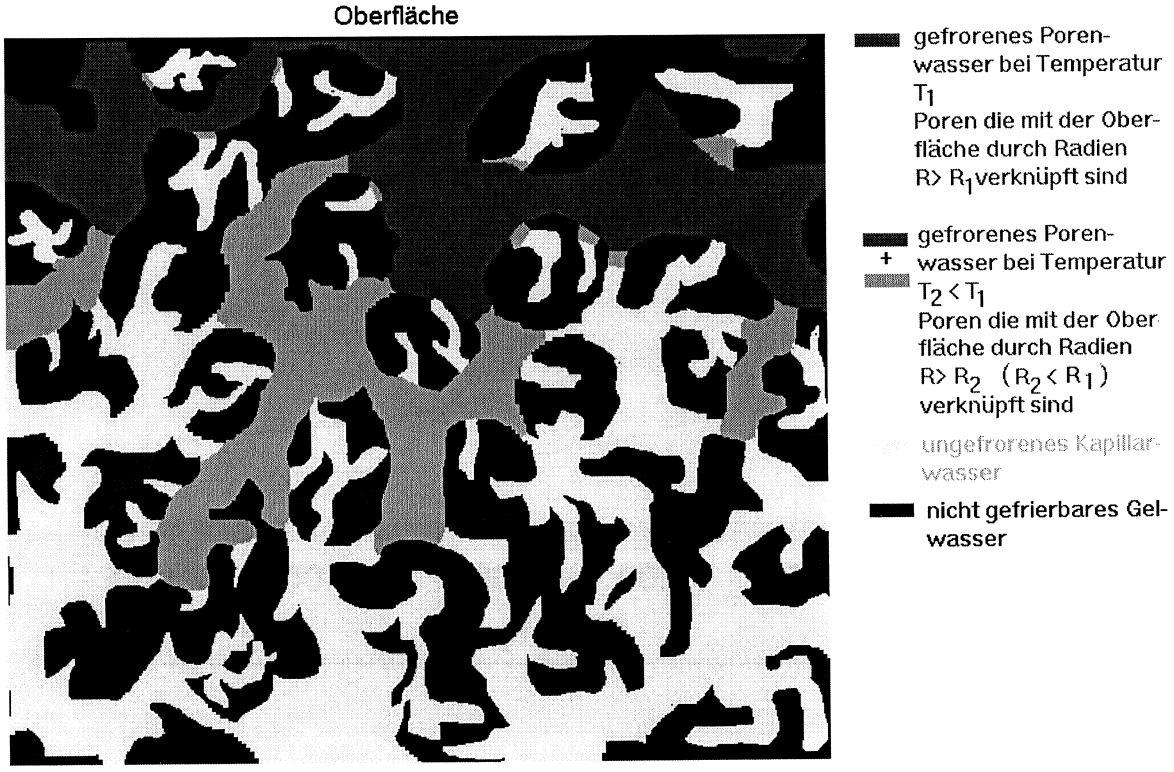
Da das Cholesterin nur auf einer Seite der Prüfkörper angewandt wurde, kann angenommen werden, dass die Eisbildung nur auf dieser Seite einsetzte und sich eine Eisfront bildete. Im Betoninnern entstand vorerst kein Eis.
Die Eisbildung wird nach dieser Vorstellung bei einer bestimmten Temperatur überall dort stattfinden, wo von der Eisfront, resp. von der Oberfläche her eine direkte Verbindung besteht, entlang welcher die Porenöffnungsweite nie kleiner ist als der Wert, der sich für diese Temperatur aus der Porengrösse-Gefrierpunktsbeziehnung ergibt (Abb. 23).

Daraus lässt sich ableiten, dass die Eisfront umso weniger tief eindringt, je kleiner der WZ-Wert ist, da dann die groben Kapillarporen zunehmend durch Gelbrücken unterbrochen werden.

> *Bei tiefen WZ-Werten, dh. bei sogenanntem HPC ("High-Performance-Concrete") besteht deshalb eine grosse Wahrscheinlichkeit dafür, dass "grössere" Bereiche von isolierten Kapillarporen im Innern erst bei tiefen Temperaturen gefrieren. Damit könnte erklärt werden, dass bei solchem Beton eher "innere Schäden" als Ablösungen entstehen (s. "geschlossener Behälter").*

Andererseits wird sich die Situation drastisch verschlechtern, wenn oberflächliche Risse vorhanden sind (siehe "Wandeffekt" Kap. 4.1) oder wenn z.B. durch Trocknung im Innern ein Mikrorisssystem entsteht.

Abbildung 23: Vorstellung über das Eindringen der Eisfront



Nach den DTA-Messungen geschieht der grösste Teil der Eisbildung bei Temperaturen nahe bei 0°C, dh. in den groben Kapillarporen. Die im Porenwasser gelösten Stoffe scheinen keine wesentliche Gefrierpunkserniedrigung zu bewirken.
Schäden sind deshalb nur dann zu erwarten, wenn diese Poren gefüllt sind. Dies ist nur der Fall, wenn an der Oberfläche Wasser vorhanden ist, was die "Richtigkeit" der entsprechenden Bestimmungen in der Norm SIA 162 (1989) bestätigt .
Mit einer 3% NaCl-Lösung findet man einen Gefrierpeak bei -2°C. Eine gleiche Gefrierpunterniedrigung geschieht in Poren mit einem Radius von 30 nm, wo gemäss den DTA-Messungen ein Häufigkeitsmaximum in der Porengrössenverteilung liegt. Dies kann als Erklärung dafür dienen, dass bei dieser Salzkonzentration in den analogen Prüfungen die grössten Schäden entstehen.

4.2 Quecksilberdruckporosimetrie

Die Quecksilberdruckporosimetrie (MIP = Mercury Intrusion Porosimetry) ist die am meisten verwendete Methode um die Porengrössenverteilung zu bestimmen. Sie wurde hier vorallem dazu verwendet, die Veränderungen in der Porenstruktur zu messen, die sich bei der Frost-Tausalzbeanspruchung ergaben. Diese Änderungen können dazu dienen, das Ausmass und die Art der Schädigung zu charakterisieren.

Die MIP-Messungen liefern sehr ähnliche Ergebnisse wie die DTA-Messungen und werden deshalb hier behandelt, obwohl sie nicht die Schadensursache betreffen.

4.2.1 Methode, Vergleich mit DTA

Bei MIP wird Quecksilber unter Druck in die Prüfkörper gepresst. Dabei werden bei einem bestimmten Druck alle Poren gefüllt, die gegen aussen eine direkte Verbindung haben, entlang

welcher die Porenöffnungsweite r nie kleiner ist, als sich nach der Washburn-Gleichung für diesen Druck ergibt:

$$r = 2\gamma . \cos \theta / p$$

Darin ist γ die Oberflächenspannung des Quecksilbers und θ der Kontaktwinkel zwischen Quecksilber und Porenwand.

Die Druck-Porengrösse - Beziehung bei der MIP ist demnach analog zur Gefrierpunkt-Porengrösse-Beziehung bei der DTA beim Gefrieren, wenn die Bildung einer Eisfront angenommen wird. In beiden Fällen wird also nicht die eigentliche Porengrössenverteilung, sondern der Anteil an Poren gemessen, die von aussen durch "Eingänge" mit einer bestimmten minimalen Grösse erreichbar sind. MIP hat gegenüber DTA-Gefrierkurven den entscheidenden Nachteil, dass die Poren vor der Messung vollständig entleert werden müssen, während für DTA eine Wasserlagerung ausreicht. Dadurch können Veränderungen in der Porenstruktur entstehen, die die MIP Messungen "verfälschen". Bei der DTA kann das Material "ungestört" geprüft werden. Bei den DTA-Auftaukurven werden die Poren zwar entspechend ihrer tatsächlichen Grösse erfasst, dafür kann aber nicht ausgeschlossen werden, dass beim vorgängigen Gefrieren schon Schäden entstanden sind. Grobe Poren (z.B. Luftporen) und Risse können mit der DTA-Methode nicht gemessen werden, da diese Hohlräume normalerweise nicht mit Wasser gefüllt sind. Deshalb sind MIP-Messungen zur Erfassung von Frostschäden besser geeignet als DTA-Messungen.

4.2.2 Prüfkörper und Vorbereitung

Als Prüfkörper wurden Bohrkerne d= 15 mm, h= 30 mm aus Beton 2 (WZ= 0.63) und Beton 3(WZ= 0.45), verwendet, die einerseits aus unbelasteten Würfeln, anderseits aus Platten nach 10, 20 und 30 Frostwechseln der Prüfung Nr. 9 SIA 162/1 entnommen wurden. Alle Prüfkörper hatten geschnittene Oberflächen, und wurden vor der Messung bei 70°C bis zur Massekonstanz getrocknet, nachdem sie 1 Woche in Äthylenalkohol gelagert worden waren.

4.2.3 Messergebnisse und Folgerungen

In Abb. 24 und 25 sind die MIP-Porengrössenverteilungen von Beton 2 und Beton 3 im unbelasteten Zustand sowie nach 10, 20 und 30 Frostwechseln aufgezeichnet.

Abbildung 24: MIP-Porengrössenverteilung in Funktion der Frostwechselanzahl= FC (Beton 2)

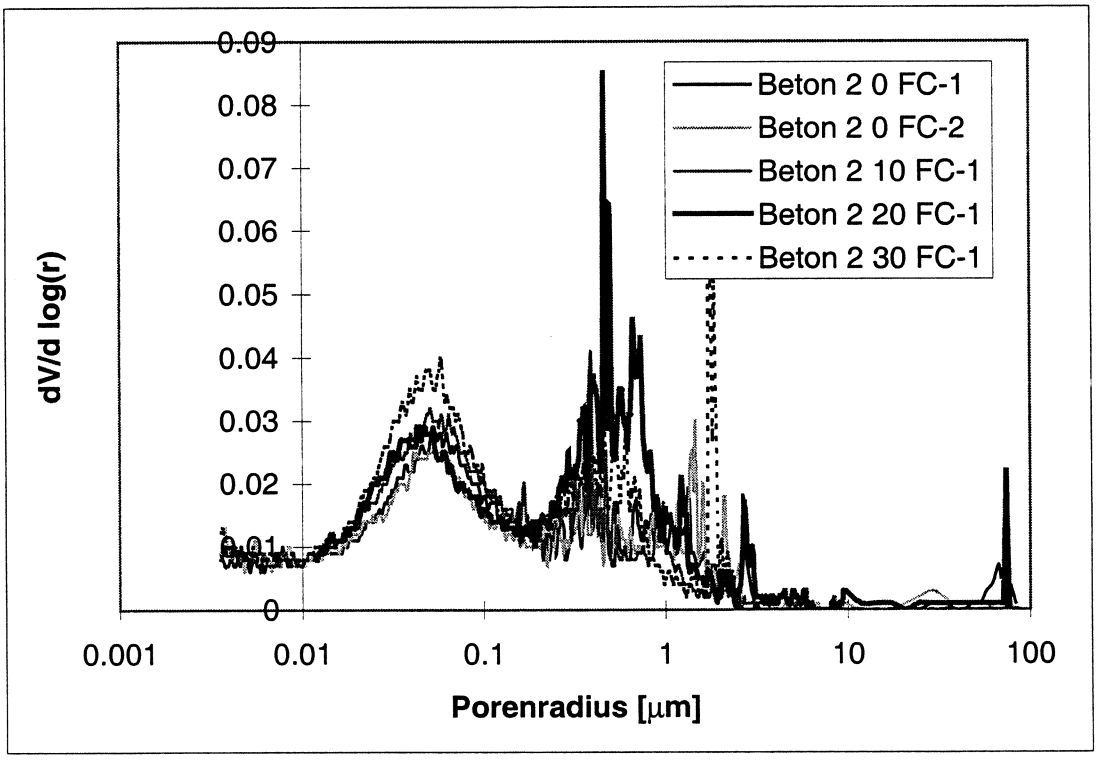
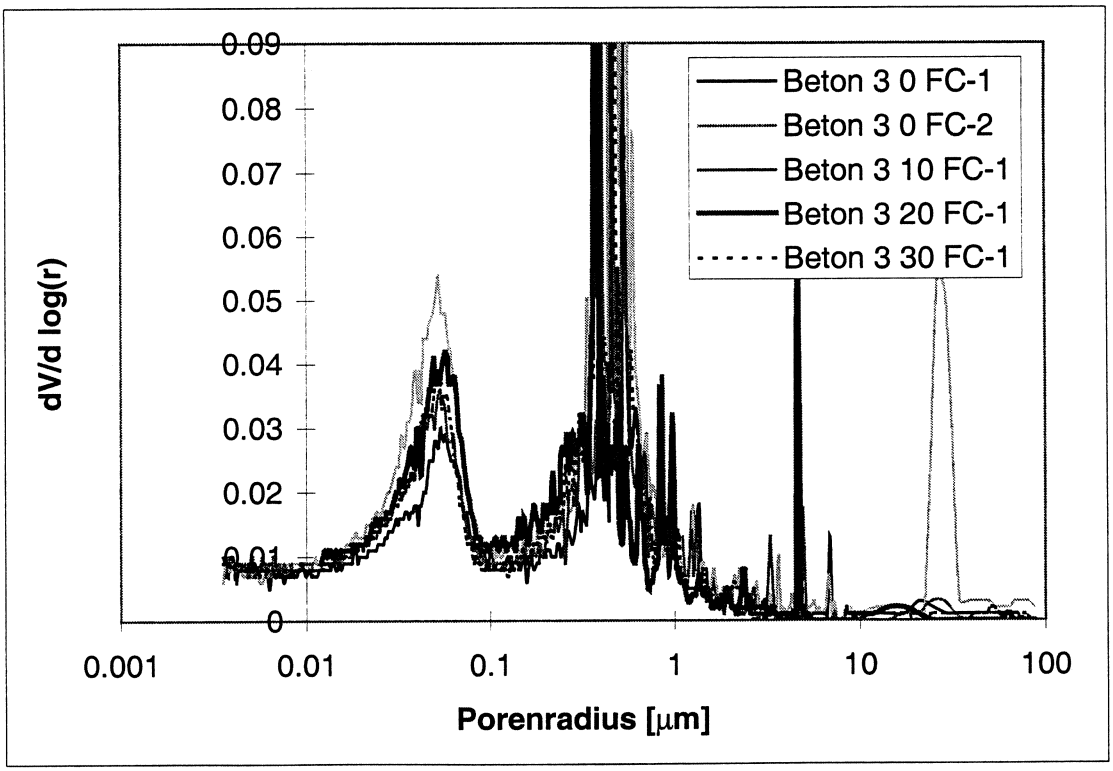


Abbildung 25: MIP-Porengrössenverteilung in Funktion der Frostwechselanzahl= FC (Beton 3)



Bei beiden Betonsorten zeigt sich ein Maximum bei einem Porendurchmesser von etwa 100 nm (⇒ Radius ~ 50nm), was gut mit den DTA-Messungen übereinstimmt. Der entsprechende Porengehalt ist in den beiden Betonsorten etwa gleich gross, und verändert sich durch die Frostwechsel praktisch nicht. Ein zweites Maximum bei Durchmessern von etwa 1...3 µm wird mit zunehmenden Frostwechseln immer ausgeprägter. Es ist bei Beton 3 grösser als bei Beton 2. Die Porengrösse stimmt gut mit der in Kapital 4.1 errechneten mittleren freien Weglänge zwischen den hydratisierten Zementkörnern , d.h. mit der Grösse der groben Kapillarporen überein.

4.3 Messung der Ultraschalllaufzeit

Die Messung der Laufzeit von Ultraschallimpulsen durch den Beton kann auf zwei verschiedene Arten zur Untersuchung der Frost-Tausalzbeanspruchung verwendet werden.

Am häufigsten wird sie angewandt um "innere Schäden" bei den analogen Prüfverfahren festzustellen, insbesondere um deren Aussagekraft und Anwendungsbereich zu vergrössern (Lit. 28). Im vorliegenden Projekt wurde die Methode eingesetzt, um die Eisbildung im Beton genauer zu erfassen. Die Messung ist zerstörungsfrei und kann sowohl an Prüfkörpern im Labor als auch in situ durchgeführt werden.

4.3.1 Methode, Messanordnung

Die Methode besteht darin, dass man die Laufzeit eines Ultraschallimpulses (Longitudinalwelle) von einem Sender zu einem Empfänger misst. Die Laufzeit sollte sich verkürzen, wenn bei hohem Sättigungsgrad das Wasser in den Poren gefriert, da die Schallgeschwindigkeit im Eis c_i = 3828 m/s mehr als doppelt so hoch ist wie im Wasser c_w = 1485 m/s. Damit kann der Zeitpunkt resp. die Temperatur der Eisbildung in den Poren bestimmt werden. Nimmt man an, dass die gesamte Laufzeit t der Summe aller Laufzeiten durch die einzelnen Wegstrecken im Feststoff und in den Poren entspricht, so lässt sich aus der Laufzeitdifferenz zweier Messungen t_u-t_f errechnen, wie viel Eis dazwischen gebildet oder aufgetaut worden ist. Daraus kann analog zur DTA-Messung mit Hilfe der Porengrösse-Gefrierpunkts-Beziehung auf eine Porengrössenverteilung geschlossen werden.

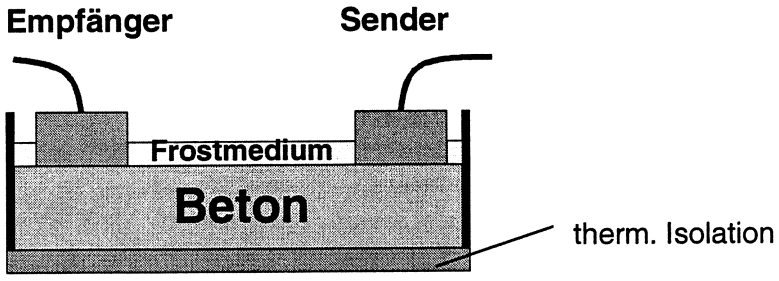
Dabei kann es sich allerdings nur um eine "grobe Abschätzung" handeln, da wesentliche Effekte wie Streuung und Dämpfung des Impulses nicht berücksichtigt werden.

$$t_u - t_f \text{ prop. } V_i\ (1/c_w - 1/c_i)$$

t_u = Laufzeit im "ungefrorenen" Zustand
t_f = Laufzeit im "gefrorenen" Zustand
V_i= gebildete Eismenge
c_w, c_i = Schallgeschwindigkeit in Wasser, Eis

Sender und Empfänger des in der Untersuchung verwendeten Pundit-Gerätes (CNS-Electronics) bestehen aus piezoelektrischer Pb-Zr-Ti-Keramik und haben eine Frequenz von 50 kHz. Sie werden in einem bestimmten Abstand auf der gleichen Oberfläche des Prüfkörpers oder des Bauteils mit einem Acrylkleber befestigt um die Laufzeit während einigen Frostwechseln kontinuierlich messen zu können (s. Abb. 26).

Abbildung 26: Messanordnung Ultraschalllaufzeit



Die Prüfkörper 50 mm resp. 10 mm starke Platten 150/150 mm^2 wurden auf der Rückfläche und an den Seitenflächen mit einem Aluminiumklebeband so abgedichtet, dass auf der Prüffläche eine Frostmediumsschicht aufgebracht werden konnte. In den Laborversuchen betrug die Temperaturänderungsgeschwindigkeit immer 10°C/h.

In Kalibrierversuchen wurde nachgewiesen, dass mit dieser Anordnung die Laufzeit durch die Oberflächenschicht des Betons gemessen wird und dass die Frostmediumsschicht nur einen vernachlässigbar kleinen Einfluss auf die Messergebnisse ausübt.

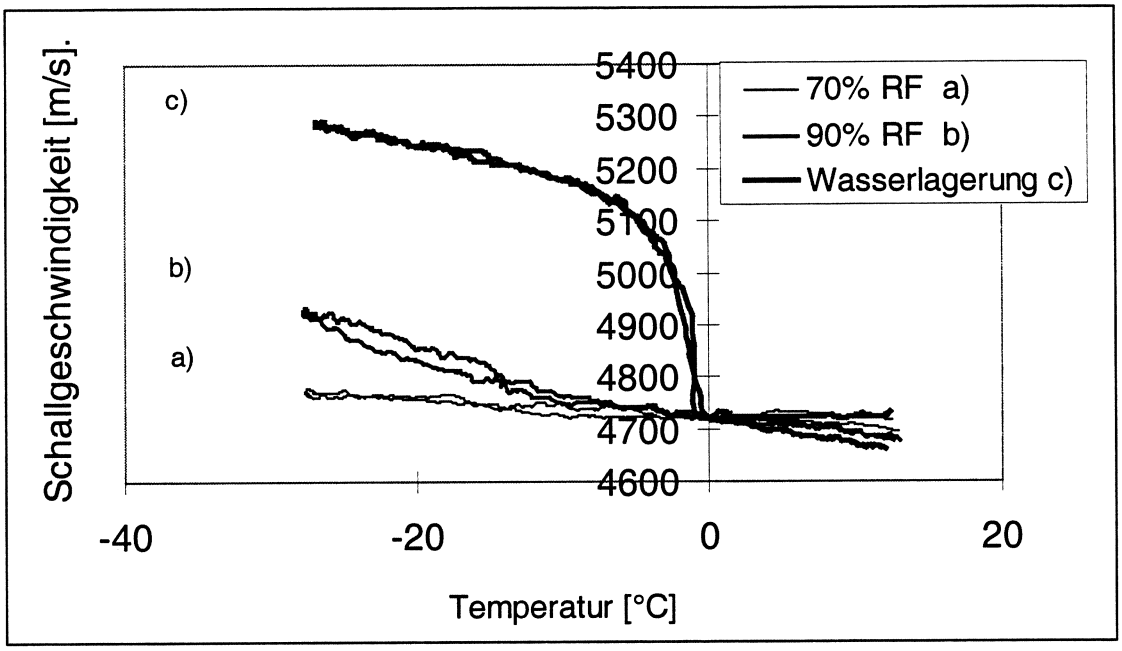
4.3.2 Messergebnisse und Folgerungen

In Abb. 27 sind die Ergebnisse der Messungen an 50 mm dicken Platten aus Beton 2 (WZ= 0.63) nach Lagerung bei 70% RF, 90% RF und unter Wasser ohne aufstehende Frostmediumsschicht aufgezeichnet.

Es zeigt sich deutlich, dass die Feuchtigkeit einen entscheidenden Einfluss auf das Verhalten der Prüfkörper hat. Bei 70% RF Vorlagerung verändert sich die Geschwindigkeit nur leicht und kontinuierlich über den gesamten Temperaturbereich von +13... - 28°C. Bei 90% RF Vorlagerung steigt die Geschwindigkeit bei Temperaturen unter -10°C etwas stärker an.

Nach Unterwasserlagerung ergibt sich eine drastische Erhöhung der Geschwindigkeit unmittelbar unter 0°C mit einem weiteren kontinuierlichen Anstieg wie bei den 90% RF vorgelagerten Platten.
In allen Fällen sind nur sehr kleine Hysteresen zwischen Gefrier- und Auftaukurven festzustellen. Die Messungen der Ultraschalllaufzeit bei tieferen Temperaturen stimmen sowohl qualitativ als auch quantitativ gut mit den DTA-Messungen überein. Damit ist die grunsätzliche Eignung der Methode nachgewiesen.

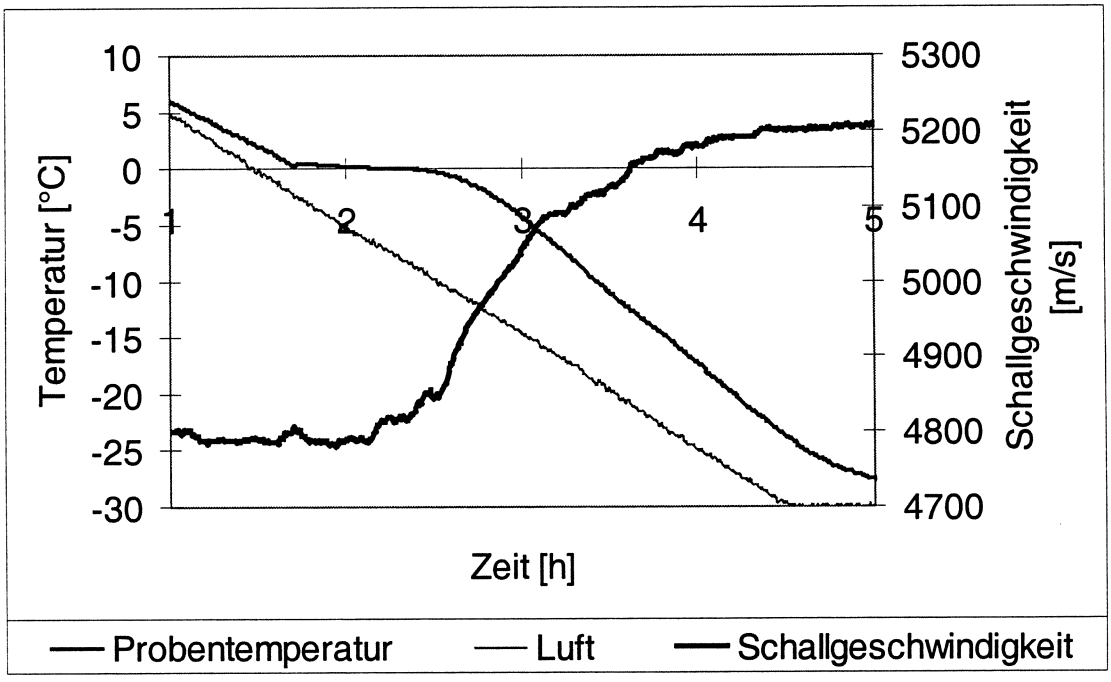
Abbildung 27: Schallgeschwindigkeit in Funktion der Plattentemperatur (Beton 2, unterschiedliche Vorlagerung)



Alle weiteren Untersuchungen wurden an dünnen Platten d= 10 mm durchgeführt bei welchen nur sehr kleine Temperaturgradienten auftreten und deshalb eine einfache Messung der Temperatur genügte. Diese wurde auf der Prüfkörperoberfläche in der Frostmediumsschicht gemessen.

Die Untersuchungen hatten vorallem das Ziel, den Einfluss des Frostmediums auf die Eisbildung und den Zeitpunkt der Eisbildung abzuklären. Deshalb wurden Platten des Beton 3 (WZ= 0.45 LP= 3.7 Vol%) verwendet, da dort keine Frostschäden zu befürchten waren, die zu störenden Veränderungen der Ultraschalllaufzeit hätten führen können.

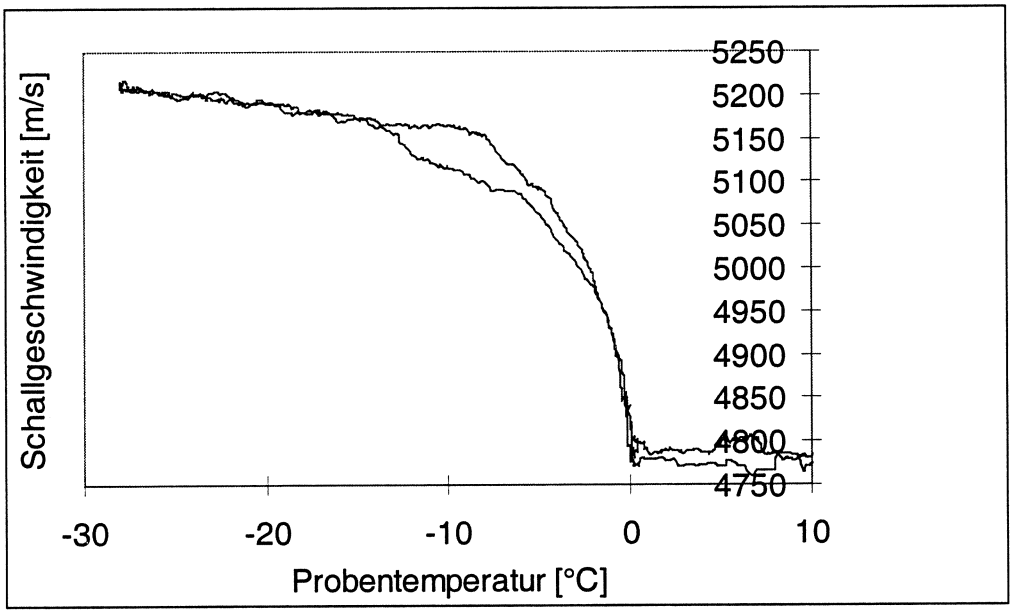
Abbildung 28: Zeitlicher Verlauf der Temperatur und der Schallgeschwindigkeit beim Gefrieren - ohne Unterkühlung (Beton 3, 1. Frostwechsel, Vorlagerung Wasser, Frostmedium Wasser)



In Abb. 28 ist der zeitliche Verlauf der Luft-, der Oberflächentemperatur und der Ultraschallgeschwindigkeit beim Gefrieren einer Platte mit aufstehender Wasserschicht aufgezeichnet, die vorher 7d unter Wasser gelagert worden war.

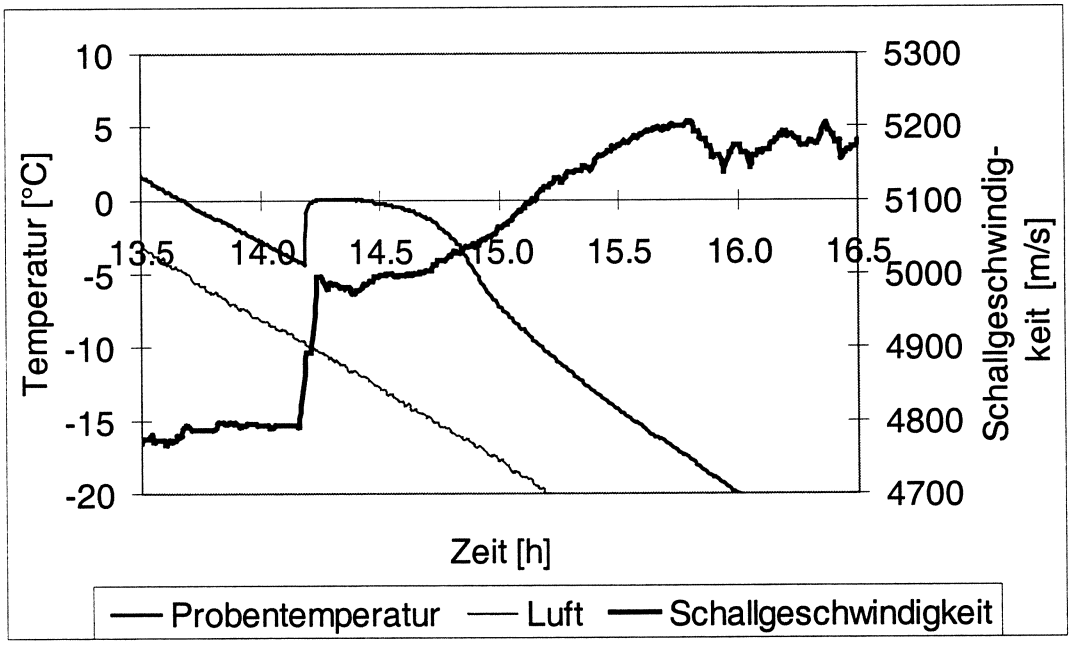
Der Verlauf der Ultraschallgeschwindigkeit zeigt, dass das Wasser in der Oberflächenschicht langsam und kontinuierlich zu gefrieren beginnt, wenn die Eisbildung in der Wasserschicht abgeschlossen ist und die Temperatur weiter sinkt. Wie Abb. 29 zeigt, ergeben sich auch hier nur sehr kleine Hysteresen zwischen Gefrier- und Auftaukurven. Die Ergebnisse der Messungen an dicken Platten werden damit bestätigt.

Abbildung 29: Schallgeschwindigkeit in Funktion der Temperatur (Beton 3, 1. Frostwechsel, gleiche Daten wie in Abb. 28)



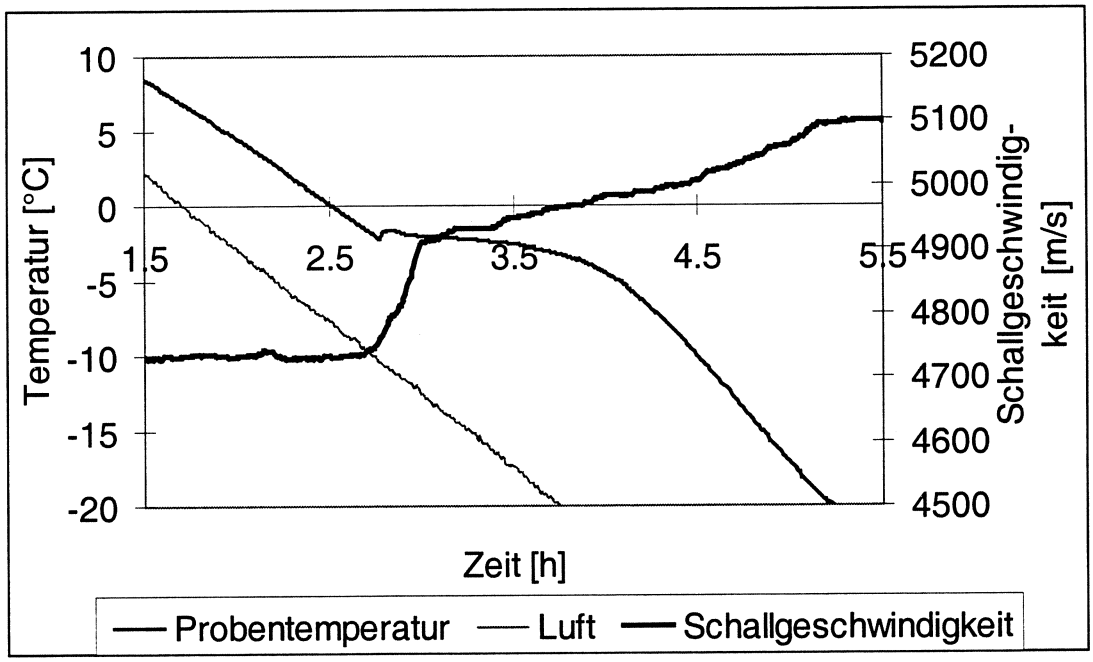
Treten Unterkühlungen auf (s.Abb. 30) so ändert sich das Verhalten dramatisch, indem ein grosser Teil der Eisbildung im Beton sehr schnell beim Beginn des Gefrierens der Wasserschicht erfolgt. Die Eisbildung nimmt später kontinuierlich zu, wenn die Temperatur weiter sinkt.

Abbildung 30: Zeitlicher Verlauf der Temperatur und der Schallgeschwindigkeit beim Gefrieren - mit Unterkühlung (Beton 3, 2. Frostwechsel, Vorlagerung Wasser, Frostmedium Wasser)



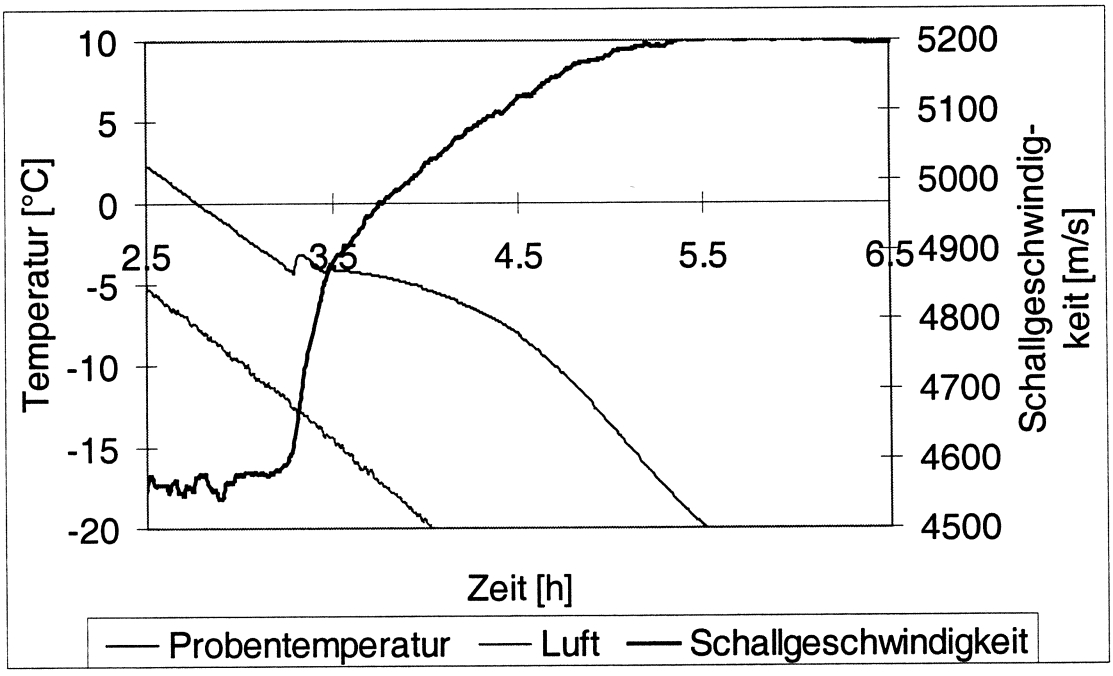
7d- wassergelagerte Platten mit einer 3%-NaCl-Lösung als Frostmedium zeigen ein analoges Gefrierverhalten, mit sehr schneller Eisbildung beim Gefrierbeginn in der Frostmediumsschicht (s.Abb. 31) und kontinuierlichem Verlauf bei weiterer Temperaturabsenkung.

Abbildung 31: Zeitlicher Verlauf der Temperatur und der Schallgeschwindigkeit beim Gefrieren (Beton 3, 1. Frostwechsel, Vorlagerung Wasser, Frostmedium 3% NaCl)



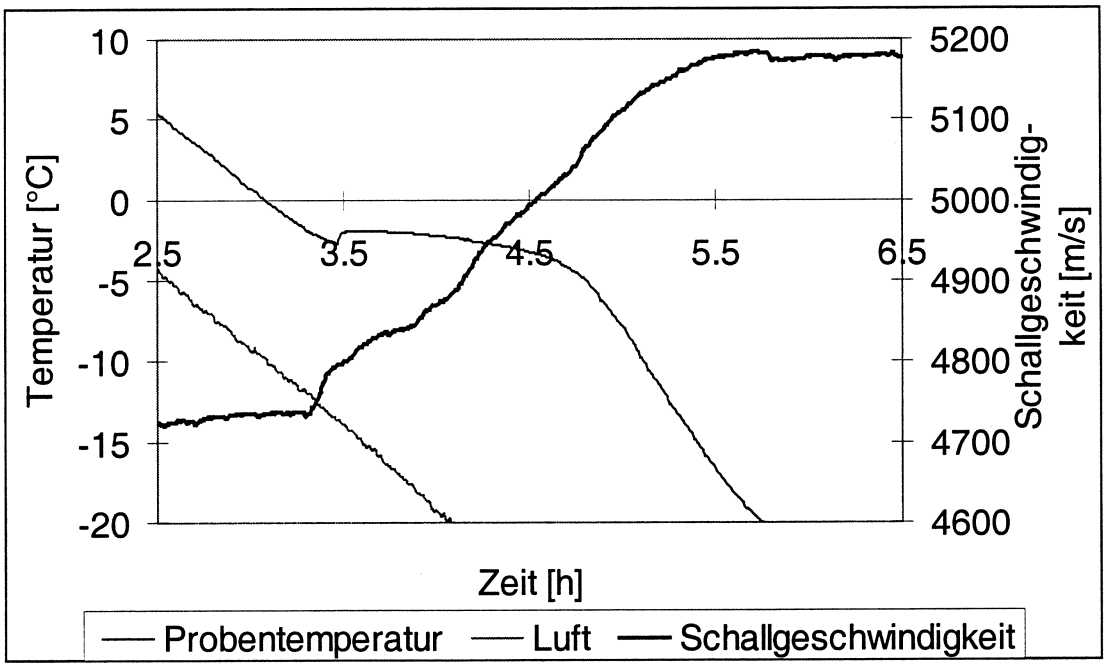
Die Gefrierpunktserniedrigung von -2°C in der Frostmediumsschicht hat offenbar den gleichen Effekt wie eine entsprechende Unterkühlung (vgl. DTA-Messungen). Dies wird auch dadurch bestätigt, dass bei höherer Salzkonzentration im Frostmedium die schnelle Eisbildung erst bei entsprechend tieferen Temperaturen erfolgt und zudem wesentlich grösser ist (Abb. 32).

Abbildung 32: Zeitlicher Verlauf der Temperatur und der Schallgeschwindigkeit beim Gefrieren (Beton 3, 1. Frostwechsel, Vorlagerung Wasser, Frostmedium 10% NaCl)



In Platten die vorgängig in 3% NaCl-Lösung gelagert worden sind - entsprechend CDF-Verfahren- ist die schnelle Eisbildung immer noch vorhanden, aber gegenüber den wassergelagerten Proben deutlich abgeschwächt (Abb. 33).

Abbildung 33: Zeitlicher Verlauf der Temperatur und der Schallgeschwindigkeit beim Gefrieren (Beton 3, 1. Frostwechsel, Vorlagerung 3% NaCl, Frostmedium 3% NaCl)



4.4 Längenänderungsmessungen

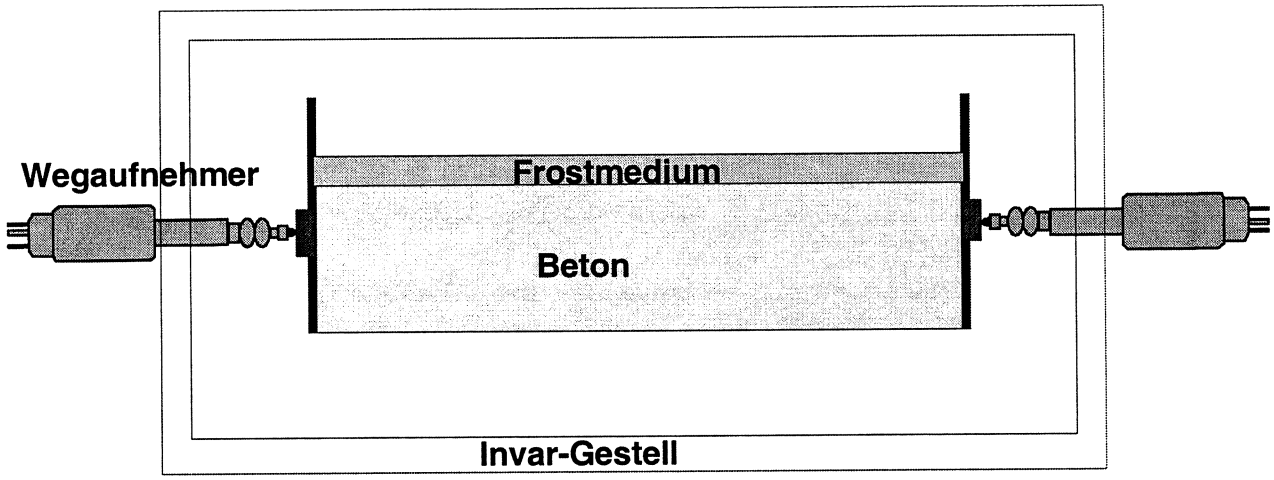
Die Längenänderungsmessungen spielen eine zentrale Rolle in den Laboruntersuchungen des Forschungsprojektes, da sie sowohl über die Eisbildung als auch über die Schädigung des Betons Auskunft geben. Entsprechend der Zielsetzung des Forschungsprojektes wurde ein Verfahren entwickelt und angewandt, das kontinuierliche Messungen während wiederholter Frostwechselbeanspruchung an Prüfkörpern erlaubte. Im Unterschied zu den Längenänderungsmessungen anderer Autoren (zB. Lit. 30,31) waren die Prüfkörper hier mit einer Frostmediumsschicht beaufschlagt. Zudem wurden auch Messungen der Längenänderungen senkrecht zur belasteten Oberfläche vorgenommen. Messungen dieser Art sind bisher noch nie durchgeführt worden. Wie im folgenden gezeigt wird, konnten damit neue Erkenntnisse über die Frost-Tausalzbeanspruchung gewonnen werden.

4.4.1 Längenänderung parallel zur Prüffläche

4.4.1.1 Prüfkörper und Messanordnung

Die zuerst in Anlehnung an die Prüfung Nr. 9 gewählten Platten 200/200/50 mm^3 ergaben erst dann deutliche Längenänderungen, wenn sie vorgängig vackumgesättigt wurden (vgl. Lit. 1), und schienen deshalb nicht geeignet für das vorliegende Projekt. Als Prüfkörper dienten zur Hauptsache dünne Platten 150/150/10 mm^3. Diese wurden auf den Seitenflächen mit einem Aluklebeband so abgedichtet, dass es möglich wurde, auf der Oberfläche eine etwa 3mm dicke Frostmediumsschicht aufzubringen. In der Mitte von zwei gegenüberliegenden Seitenflächen wurden zur Messung der Längenänderung je eine Stahlplatte (d= 10mm h= 3mm) unmittelbar unter der Oberkante aufgeklebt. Auch die Plattenrückseite wurde mit Alu-Klebeband abgedichtet um eine Austrocknung der Prüfkörper zu verhindern.

Abbildung 34: Messanordnung Längenänderung (parallel zur Prüffläche)



Die Temperatur wurde mithilfe von aufgeklebten Thermoelementen (Messgenauigkeit ±0,1°C.) auf der Oberfläche im Frostmedium und an der Rückfläche gemessen, bei den dicken Platten zusätzlich in der Prüfkörpermitte.

Alle Messungen erfolgten kontinuierlich. Die Messdaten wurden alle 15 s von einem Grant Datalogger gespeichert.

Die Prüfkörper wurden im Allgemeinen vor der Prüfung unter Wasser gelagert: Andere Vorbehandlungen werden im Text jeweils erwähnt. Nach dem Aufbringen der Frostmediumsschicht und dem Einbau der Platten in den Invar-Rahmen wurde die ganze Messeinrichtung mit einer Kunststofffolie umhüllt, um Verdunstungsverluste zu verhindern, und so in die Klimakammer gestellt.

Die Klimakammer war luftgekühlt. Die Temperaturänderungsgeschwindigkeit in der Luft wurde konstant bei 10°C/h gehalten. Infolge der "sanften" Kühlung und der sehr kleinen

Temperaturschwankungen in der Truhe (± 0.2°C) ergaben sich oft Unterkühlungen von wenigen °C im Frostmedium.

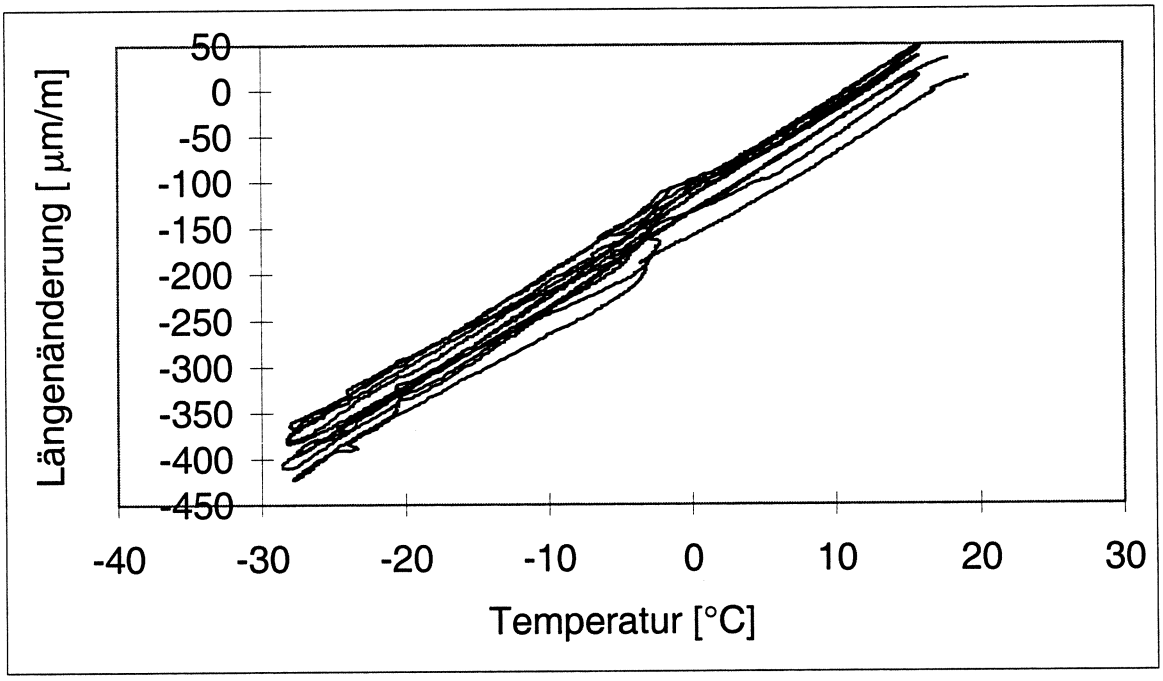
In Kalibrierversuchen mit Metallplatten wurden vorgängig die Temperaturdehnung des Invarrahmens, der aufgeklebten Stahlplatten und der Wegaufnehmer ermittelt. In den angegebenen Messwerten sind diese berücksichtigt, sie stellen also die reinen Prüfkörperdehnungen dar.

4.4.1.2 Messergebnisse und Folgerungen

In Abb. 35 ist die Längenänderung in Funktion der Temperatur aufgezeichnet, die an vorgängig wassergelagerten Platten aus Beton 3 (WZ= 0.45, LP 3.7 Vol%) bei 7 Frostwechseln (T_{min} = -28°C) und einer 3 mm dicken 3% NaCl-Lösungsschicht gemessen wurden.

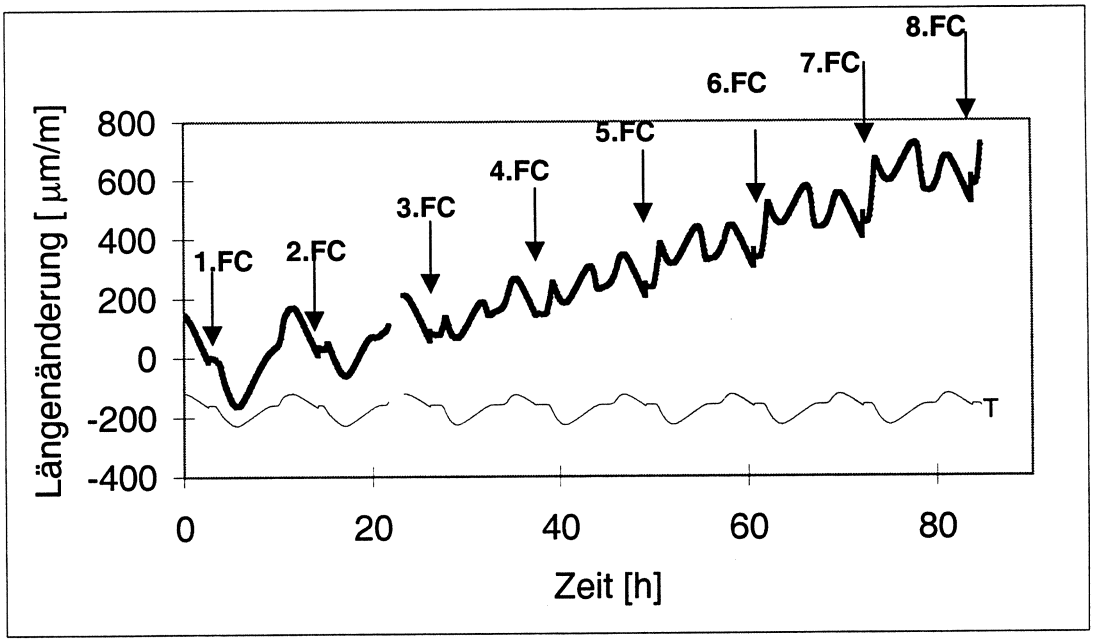
Der Prüfkörper aus dem frosttausalzbeständigen Beton 3 erleidet offensichtlich nur temperaturbedingte Verlängerungen und Verkürzungen. Eine Auswirkung der Eisbildung ist nicht sichtbar.
Demgegenüber zeigen Prüfkörper aus Beton 2 (WZ= 0.63, LP= 1 Vol.%) unter den gleichen Randbedingungen ein ganz anderes Verhalten.

Abbildung 35: Längenänderung in Funktion der Temperatur (Beton 3, Frostmedium 3% NaCl, 1.-7. Frostwechsel)



In Abb. 36 ist die Längenänderung in Funktion der Zeit über 8 Frostwechsel aufgezeichnet, mit Wasser als Frostmedium.

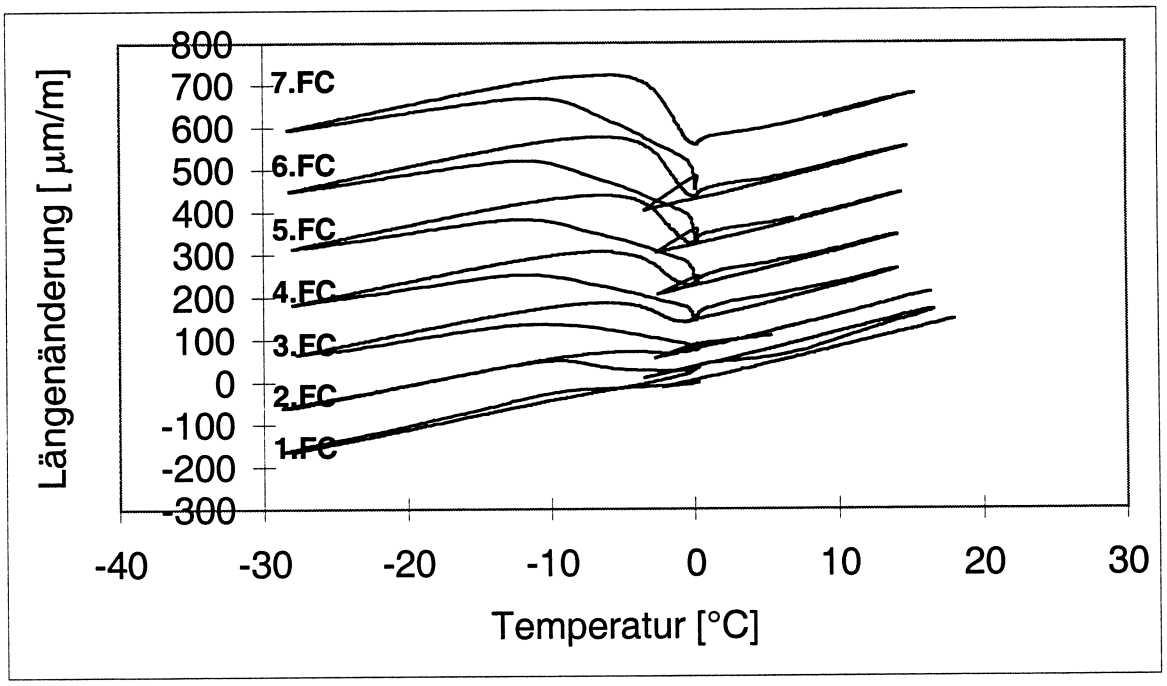
Abbildung 36: Zeitlicher Verlauf der Längenänderung (Beton 2, Frostmedium Wasser, 1.-8. Frostwechsel (FC))



Wenn die Frostmediumsschicht gefriert (Pfeile in Abb. 36) ergibt sich ein Doppelpeak bei den Längenänderungen. Der erste ist klein aber sehr scharf , der zweite ist etwas breiter und wächst deutlich mit zunehmender Frostwechselzahl. Zusätzliche Messungen haben gezeigt, dass beide Peaks verschwinden und sich die Prüfkörper nur "thermisch" verhalten, wenn kein Frostmedium vorhanden ist. Der erste Peak erscheint nicht, wenn wie im 4.FW keine Unterkühlung auftritt.
Vom 2. FW an ergibt sich auch eine etwa linear zunehmende bleibende Dehnung.

In Abb. 37 sind die Längenänderungen in Funktion der Oberlächentemperatur aufgezeichnet.

Abbildung 37: Verlauf der Längenänderung in Funktion der Oberflächentemperatur (Beton 2, Frostmedium Wasser,1.-8. Frostwechsel)



Daraus geht hervor, dass sich der Prüfkörper im ersten Frostwechsel ausschliesslich thermisch verformt. Ab dem 2. Frostwechsel tritt beim Abkühlen unter 0°C eine Expansion auf, die auf Eisbildung im Beton zurückgeführt werden kann. Sie beginnt ab dem 3. Frostwechsel bei 0°C und zeigt, dass sich der Gefrierpunkt des Wassers in den groben Poren der Oberflächenschicht nicht von jenem von freiem Wasser unterscheidet. Bei weiterer Temperaturabsenkung gefriert immer mehr Wasser gemäss der Porengrössen-Gefrierpunkts-Beziehung und bewirkt eine weitere kontinuierliche Ausdehnung.

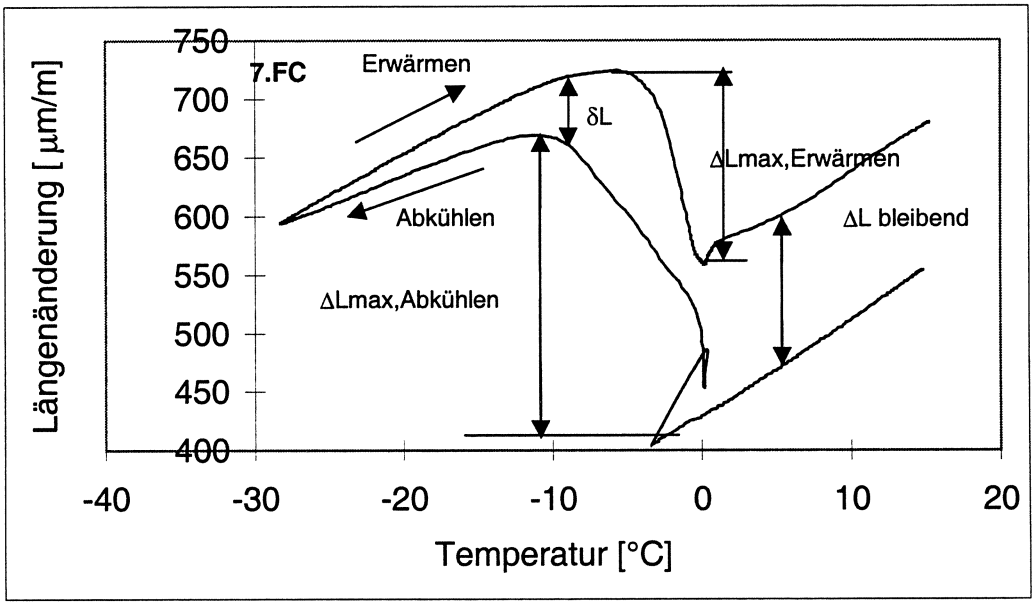
Sowohl die maximale Ausdehnung beim Gefrieren als auch die bleibende Ausdehnung nach dem Auftauen wird mit zunehmender Frostwechselzahl grösser. Dies kann nur damit erklärt werden, dass mit den Frostwechseln der Gehalt an gefrierbarem Wasser zunimmt. Mögliche Ursache dieses Pumpeffekts sind in Kap. 4.3 besprochen worden. Am wahrscheinlichsten ist ein Füllen von aufgeweiteten groben "Kapillarporen", von sich bildenden Mikrorissen oder von feinen Luftporen und die entsprechende Erhöhung des lokalen Sättigungsgrades für die progressive Längenänderung verantwortlich. Dies ist vor allem in den Zonen unmittelbar unter der Frostmediumsschicht leicht möglich.

Eine detaillierte Analyse der Längenänderungen wird anhand des Verlaufs im 7. Frostwechsel vorgenommen (Abb. 38).

Nach der thermischen Verkürzung beim Abkühlen über 0°C und der Unterkühlung der Wasserschicht bis -3.5°C ergibt sich eine plötzliche (nur ein Messintervall) Ausdehnung beim Gefrierbeginn. Nach einer gewissen Relaxation beginnt eine weitere Ausdehnung bis zu einer Temperatur von -11°C. Von da bis zur Minimaltemperatur verkürzt sich die Platte beinahe linear.
Bei der Erwärmung dehnt sich die Platte wieder linear aus, aber mit einem höheren Koeffizienten als beim Abkühlen, was auf den grösseren Ausdehnungskoeffizienten von Eis zurückzuführen sein dürfte (vgl. 4.3). Über -10° verflacht die Ausdehnung und erreicht ihr Maximum bei -5°C. Zwischen -5°C und 0°C verkürzt sich die Platte stark infolge des Schmelzens des Eises in den Poren.

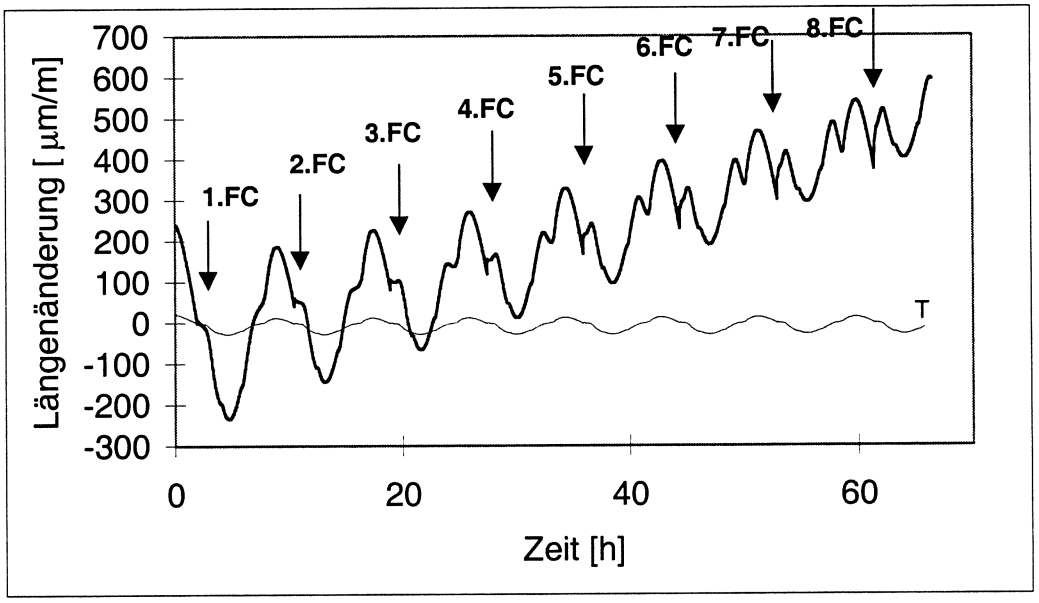
Über 0°C verhält sich die Platte wieder thermisch mit kleinen Abweichungen von 0°C bis +5°C.

Abbildung 38: Verlauf der Längenänderung in Funktion der Oberflächentemperatur
(Beton 2, Frostmedium Wasser, 7. Frostwechsel)



Das Verhalten von Proben, wenn als Frostmedium 3% NaCl-Lösung verwendet wird ist in Abb. 39 bis 41 dargestellt.

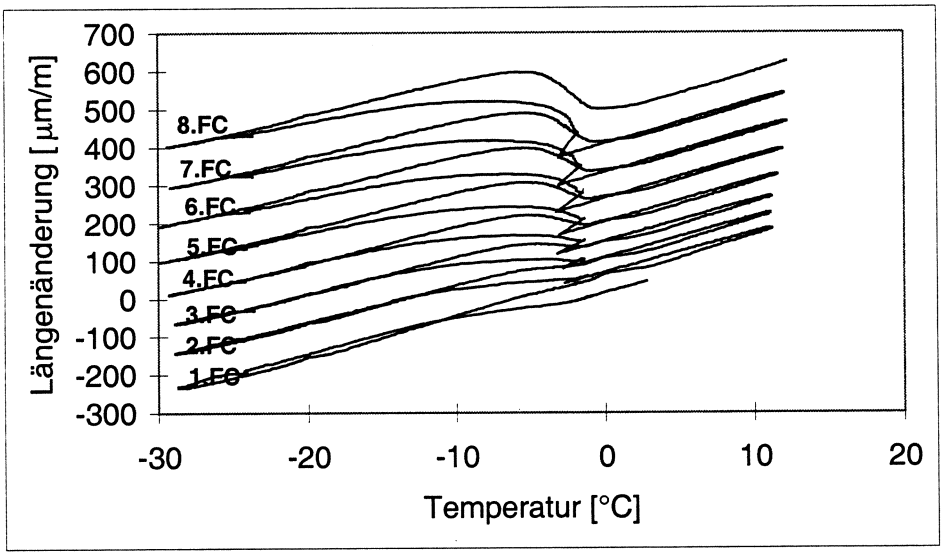
Abbildung 39: Zeitlicher Verlauf der Längenänderung (Beton 2, Frostmedium 3% NaCl, 1.-8. Frostwechsel (FC))



In Abb. 39 ist der zeitliche Verlauf der Längenänderung einer Probe aus Beton 2, (WZ= 0.63) die vorgängig 7d unter Wasser gelagert war, während den ersten 8 Frostwechseln, aufgezeichnet (analog Abb. 36). Anstelle der Doppelpeaks mit Wasser als Frostmedium treten mit Salzlösung beim Beginn der Eisbildung (mit Pfeilen markiert) einfache Längenänderungspeaks auf, die wie bei Wasser mit zunehmender Frostwechselzahl deutlich wachsen.

In Abb. 40 ist die Längenänderung in Funktion der Oberflächentemperatur dargestellt. Darin zeigt sich, dass - wieder wie bei Wasser - im 1. Frostwechsel praktisch nur "termische" Längenänderungen auftreten.

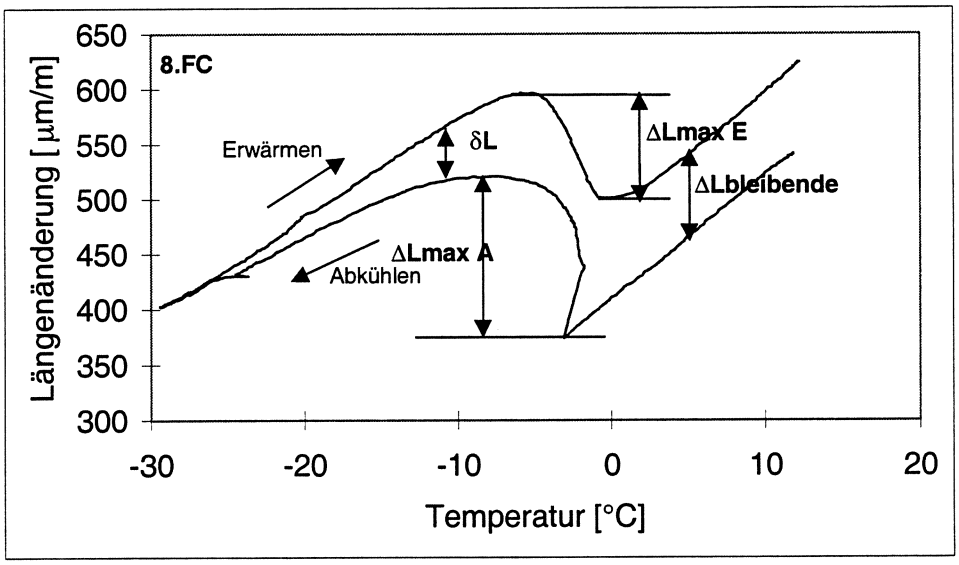
Abbildung 40: Verlauf der Längenänderung in Funktion der Oberflächentemperatur (Beton 2, Frostmedium 3% NaCl, 1.-8. Frostwechsel)



Auch der Verlauf der Expansion beim Gefrieren und Auftauen in den folgenden Frostwechseln entspricht etwa jenem mit Wasser als Frostmedium. Allerdings erscheint die erste sehr starke Verlängerung erst bei -2°C, dh. wenn die Salzlösungsschicht zu gefrieren beginnt. Zudem ist festzustellen, dass bei -23°C eine geringe "eutektische" Eisbildung stattfindet.

Entgegen der Erwartung ist sowohl die maximale als auch die bleibende Verlängerung mit 3% NaCl-Lösung kleiner als jene mit Wasser (vgl. Abb. 38 und 40). Eine mögliche Erklärung dafür könnte darin zu suchen sein, dass in den Längenänderungen auch Biegeverformungen enthalten sind, die zu Verkürzungen der Proben führen. Wie Versuche zeigten waren die Biegeverformungen mit einer Salzlösung als Frostmedium grösser als mit Wasser.

Abbildung 41: Verlauf der Längenänderung in Funktion der Oberflächentemperatur (Beton 2, Frostmedium 3% NaCl, 8. Frostwechsel)

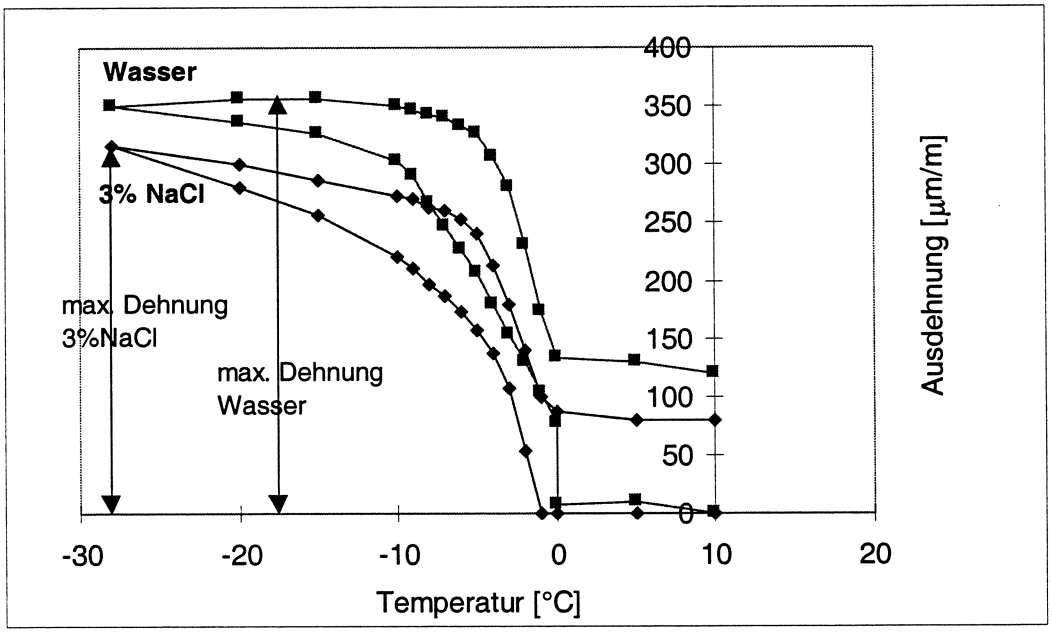


In Abb. 41 ist die Längenänderungs-Temperatur-Beziehung für den 8. Frostwechsel aufgezeichnet. Die Ähnlichkeit zu Abb. 38 ist offensichtlich:

- Expansionsmaximum bei -5°C
- Linearer Verlauf unterhalb von -10°C
- Relaxation unmittelbar nach dem Auftauen

Zum direkten Vergleich des Verhaltens sind in Abb. 42 die Differenz zwischen der gemessenen und der temperaturbedingten Längenänderung für den 7. Frostwechsel mit Wasser und den 8. Frostwechsel mit 3% NaCl-Lösung aufgetragen in Funktion der Temperatur.

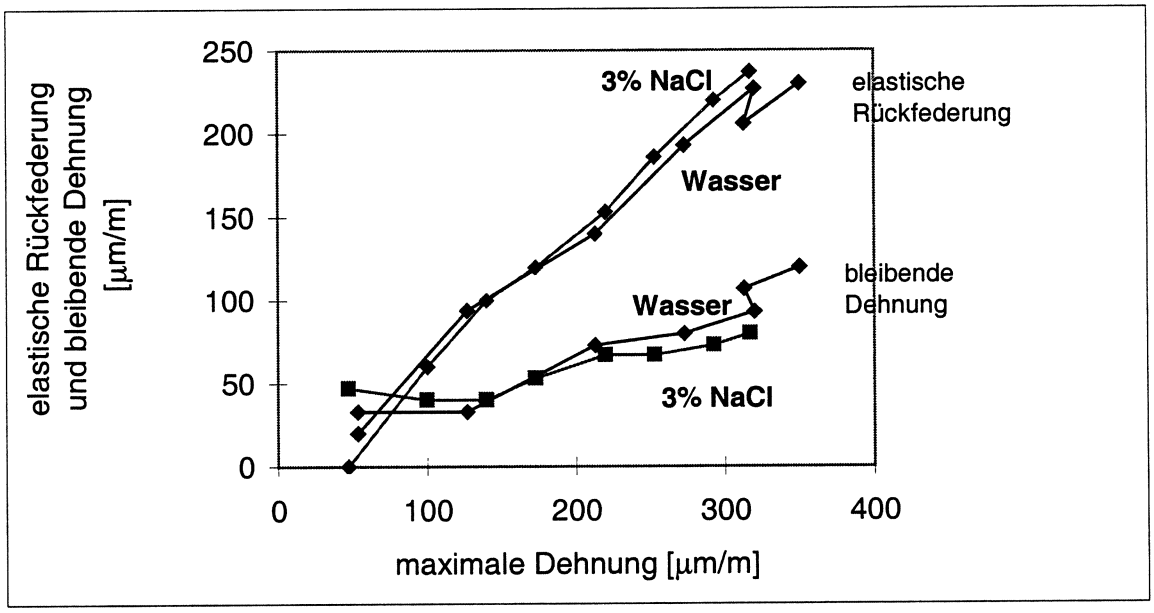
Abbildung 42: Differenz zwischen gemessener und thermischer Längenänderung



Bei Temperaturen zwischen 0 und -5°C sind nur die Werte berücksichtigt, die nach dem Beginn des Gefrierens resp. nach der Unterkühlung gemessen wurden. In der Darstellung zeigt sich, dass die Gefrierkurve mit Salzlösung über den ganzen Temperaturbereich kontinuierlich gekrümmt ist, während sie mit Wasser, nach dem unterkühlungsbedingten spontanen Anstieg bei 0°C zuerst bis -10°C linear verläuft. Zwischen -1 und -4°C ist die Dehnung pro °C mit Salzlösung erheblich grösser als mit Wasser, was auf eine schnellere Eisbildungsrate in diesem Bereich hindeutet. Zwischen -5°C und -10°C ist es umgekehrt. Die Auftaukurven unterscheiden sich weniger stark. Insbesondere ist die Differenz zwischen der maximalen und der bleibenden Dehnung in beiden Fällen gleich gross, und beträgt etwa 240 µm/m. Dies entspricht etwa der Zugbruchdehnung von Beton.

In Abb. 43 sind die als "elastische Rückfederung" = bleibende - maximale Dehnung (Abb. 42) benennbaren Verkürzungen beim Auftauen und die bleibenden Dehnungen in Funktion der maximalen Dehnung für alle in Abb. 37 und 40 dargestellten Frostwechsel aufgezeichnet. Bei beiden Frostmedien ergeben sich praktisch identische Resultate.

Abbildung 43: Elastische Rückfederung und bleibende Verformung in Funktion der maximalen Dehnung

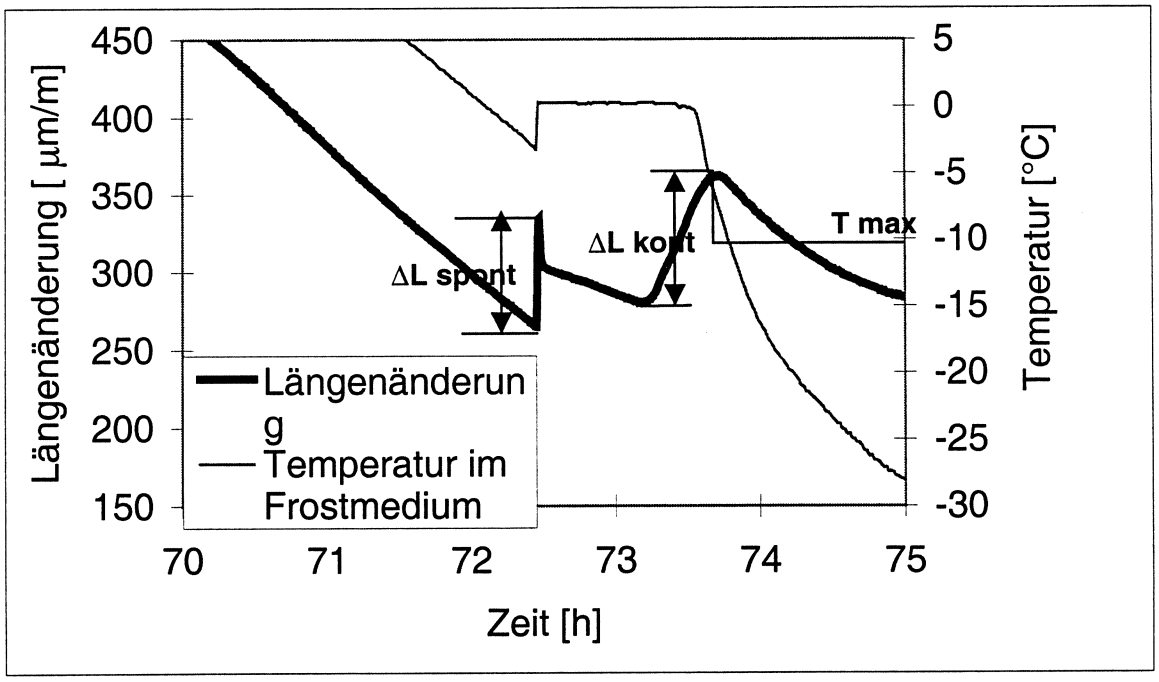


Ähnliche Ergebnisse wie für den Beton 2 (WZ= 0.63) wurden auch an Platten aus Beton 1 mit WZ= 0.5 erzielt. An je einem solchen Beispiel mit Wasser und 3% NaCl-Lösung als Frosmedium soll im folgenden das Dehnungsverhalten unmittelbar beim Gefrierpunkt detailliert besprochen werden.

In Abb. 44 ist der zeitliche Verlauf der Oberflächentemperatur und der Längenänderung einer Platte aus Beton 1 aufgezeichnet, mit Wasser als Frostmedium.

Wie die Temperaturkurve zeigt, fällt die Temperatur vorerst entsprechend der eingestellten Gefriergeschwindigkeit mit 10°C/h. Nach einer Unterkühlung von -3°C beginnt dann die Wasserschicht spontan zu gefrieren. Dadurch steigt die Temperatur plötzlich auf 0°C und bleibt während der Eisbildung, die etwa eine Stunde dauert konstant, um anschliessend in ca. 45 Minuten auf -22°C abzufallen um damit wieder den Temperaturverlauf der Luft in der Truhe zu erreichen. Die Längenänderungskurve zeigt nach einer linearen temperaturabhängigen Verkürzung ($\varepsilon_t \approx 8 * 10^{-6}$/K) beim Gefrierbeginn eine spontane Ausdehnung ΔL_{spont} um etwa 75 µm/m. Dies ist etwa dreimal mehr als aufgrund einer Erwärmung der gesamten Platte um 3°C (=> Unterkühlung) zu erwarten wäre und kann nur auf eine Eisbildung in der Oberflächenschicht des Betons zurückgeführt werden.

Abbildung 44: Zeitlicher Verlauf der Oberflächentemperatur und der Längenänderung (Beton 1, Frostmedium Wasser, 7. Frostwechsel)



Ähnliche Ausdehnungen wurden von anderen Autoren an Proben ohne Frostmedium bei grosser Unterkühlung gemessen (Lit. 30). In Fällen wo keine Unterkühlung aufgetreten ist, wurde diese spontane Verlängerung nicht festgestellt. Die ansschliessende Verkürzung deutet darauf hin, dass die Expansion am ehesten durch den hydraulischen Druck bei sehr rascher Eisbildung verursacht worden ist (vgl. Kap. 4.3).
Während des Gefrierens des Frostmediums (Gefrierplateau) verkürzt sich die Platte wieder. In anderen Fällen wurde hier eine Verlängerung gemessen. Es ist deshalb nicht auszuschliessen, dass es sich beim Verhalten in diesem Bereich um "Artefakte" handelt, die durch "ungenaue" Temperaturmessungen oder Biegeverformungen der Platte "verursacht" werden.

Gegen Ende des Gefrierplateaus beginnt sich der Prüfkörper wieder auszudehnen. Diese kontinuierliche Verlängerung ΔL_{konst} erreicht ein Maximum wenn die Oberlächentemperatur auf -10°C abgesunken ist. Anschliessend verkürzt sich die Platte wieder.

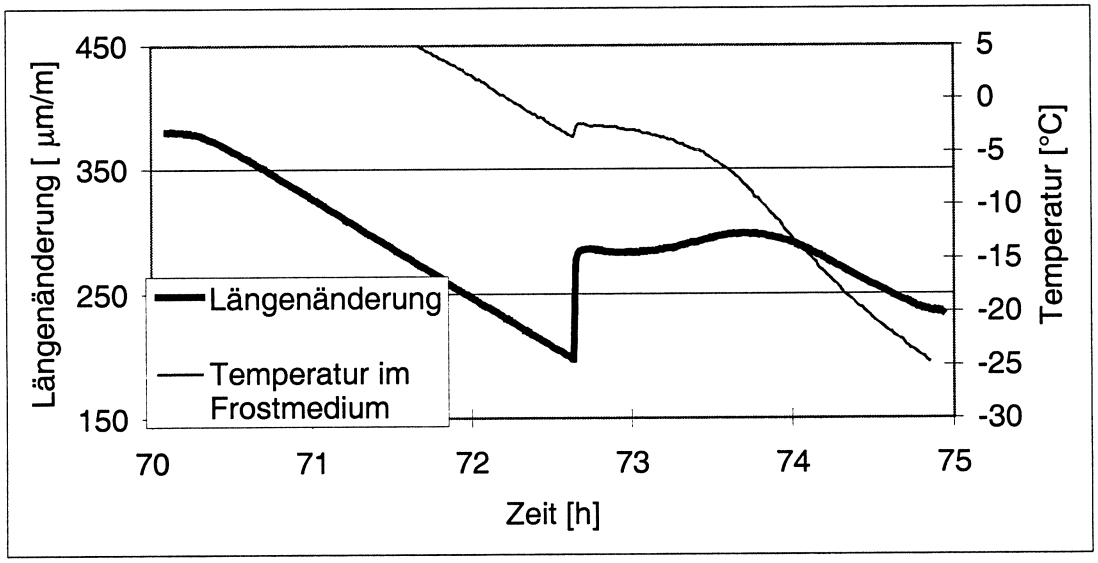
Wenn NaCl-Lösung (3%ig) als Frostmedium verwendet wurde, veränderten sich die Temperaur- und die Längenänderungskurven relativ stark (vgl. Abb. 45).
Die Temperaturkurve zeigt nur eine relativ geringe Unterkühlung zu Beginn der Eisbildung in der Frostmediumsschicht (bei -2°C). Während der Eisbildung sinkt die Temperatur weiter. Es bildet sich kein klar abgrenzbares Gefrierplateau wie mit Wasser als Frostmedium. Dies deutet auf Entmischung in der Salzlösung hin (Konzentrationsänderung bei Eisbildung). Die Oberflächentemperatur sinkt dann zunehmend schneller ab und erreicht nach etwa 2h bei –20°C bis -25°C wieder die Temperatur der Luft in der Truhe.
Die Längenänderungskurve zeigt beim Gefrierbeginn eine spontane Verlängerung um ca. 90 µm/m gefolgt von einer nur kleinen Relaxation. Die unmittelbar ausschliesende kontinuierliche Verlängerung verläuft relativ flach und erreicht ihr Maximum bei einer Oberflächentemperatur von -10°C.

Gegenüber den zwei ausgeprägten, zeitlich klar getrennten Peaks mit Wasser als Frostmedium verläuft die Ausdehnung beim Gefrieren mit Tausalzlösung wesentlich gleichmässiger.

Dies kann damit begründet werden, dass das Porenwasser beim Gefrieren der Salzlösung unterkühlt ist und spontan gefriert. Im Gegensatz zum Frostmedium Wasser steigt nachher die

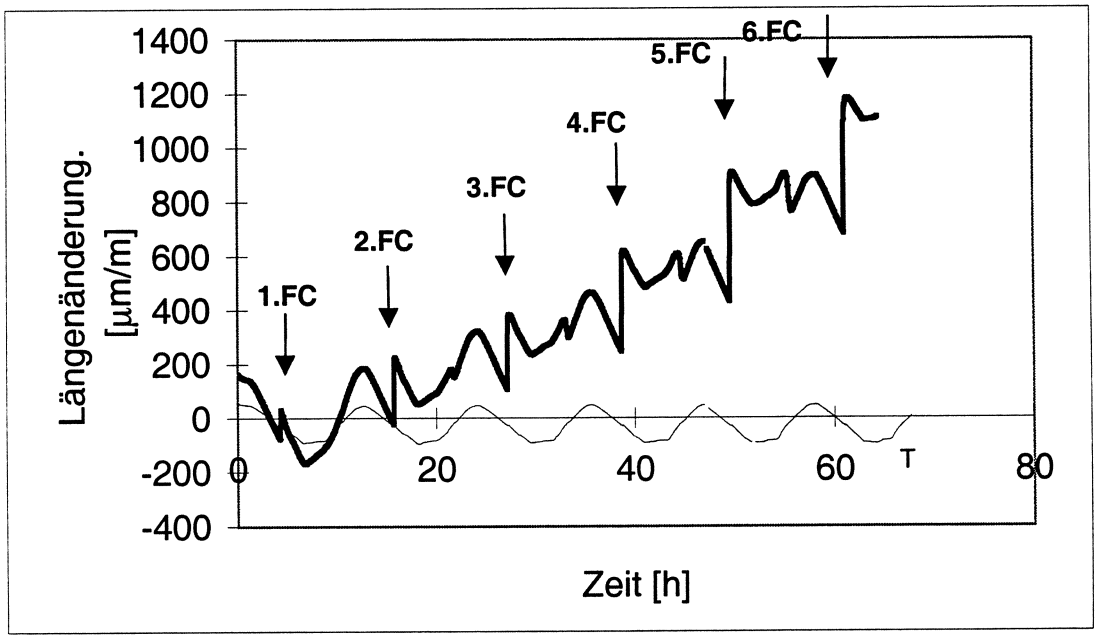
Temperatur aber nicht bis 0°C sondern bleibt bei -2°C und fällt kontinuierlich ab. Dadurch wird weiteres Eis in der Betonoberflächenschicht gebildet, was eine Relaxation und damit die Ausbildung eines Peaks verhindert. Die spontane Verlängerung wird deshalb mit Salzlösung eher grösser als mit Wasser als Frostmedium, da sie auch einen Teil der dort auftretenden kontinuierlichen Verlängerung enthält. Gleichzeitig reduziert sich dadurch die kontinuierliche Verlängerung, da die gesamte gefrierbare Wassermenge in beiden Fällen gleich gross ist.

Abbildung 45: Zeitlicher Verlauf der Oberflächentemperatur und der Längenänderung (Beton 1, Frostmedium 3%NaCl, 7. Frostwechsel)



Dass die Porenflüssigkeit beim Gefrieren unterkühlt ist, zeigt sich auch, wenn eine 15% NaCl-Lösung als Frostmedium verwendet wird. In Abb. 46 ist der entsprechende zeitliche Verlauf der Längenänderung einer vorgängig 7 Tage wassergelagerten Platte aus Beton 1, während der ersten 6 Frostwechseln aufgezeichnet.

Abbildung 46: Zeitlicher Verlauf der Längenänderung (Beton 1, Frostmedium 15%NaCl, 1.-6. Frostwechsel)

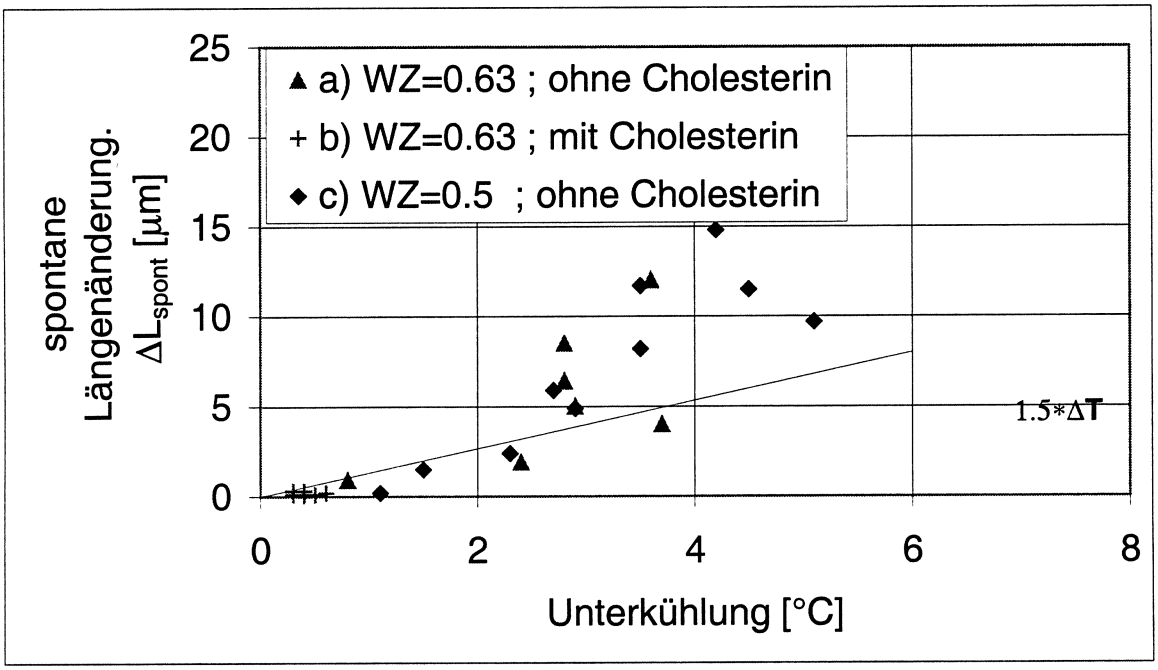


Wie ein Vergleich mit Abb. 39 zeigt, sind die Initialpeaks bei der höheren Salzkonzentration wesentlich grösser, was auf den tieferen Gefrierpunkt zurückzuführen ist.

Wenn auch die Vorlagerung mit Salzlösung erfolgte, waren diese Peaks erst nach einer grösseren Frostwechselzahl sichtbar. Sie waren auch weniger stark als mit Wasservorlagerung, dafür war aber die kontinuierliche Ausdehnung ausgeprägter.

Die Abbildungen 47 - 49 zeigen einige weitere Details zur Längenänderung mit Wasser als Frostmedium. Darin sind die spontanen, die kontinuierlichen und die nach dem Auftauen bleibenden Längenänderungen in Funktion der Unterkühlung in der Frostmediumsschicht aufgezeichnet. In einem Versuch mit Beton 2 WZ= 0.63 LP= 0.9% wurde dem Wasser Cholesterin beigegeben und damit die Unterkühlung auf weniger als -1°C reduziert.
Abbildung 47: Spontane Längenänderung

a) in Funktion des Unterkühlungsgrades



b) in Funktion der Nummer des Frostwechsels

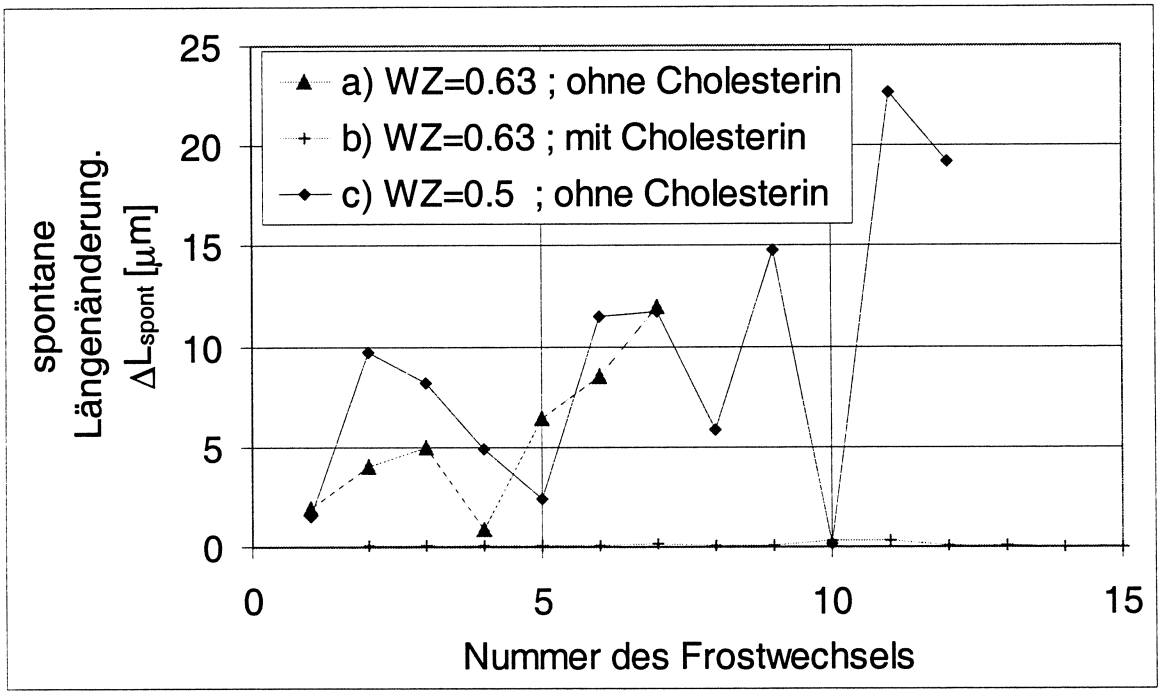
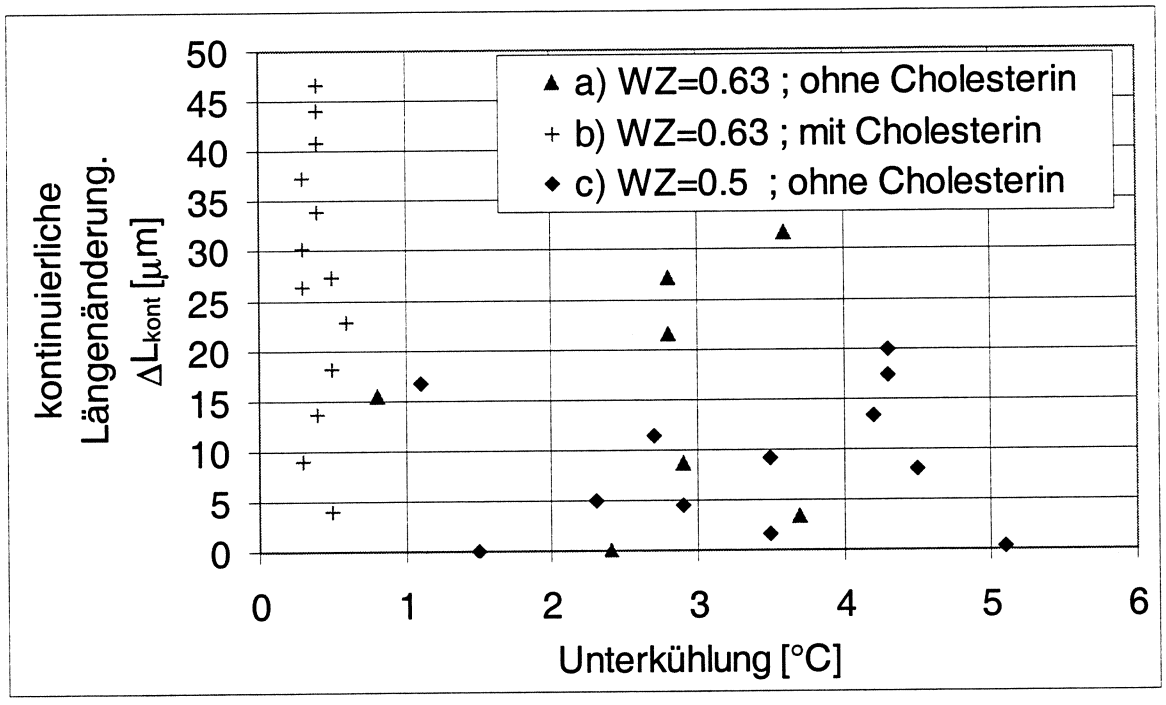


Abbildung 48: Kontinuierliche Längenänderung

a) in Funktion des Unterkühlungsgrades



b) in Funktion der Nummer des Frostwechsels

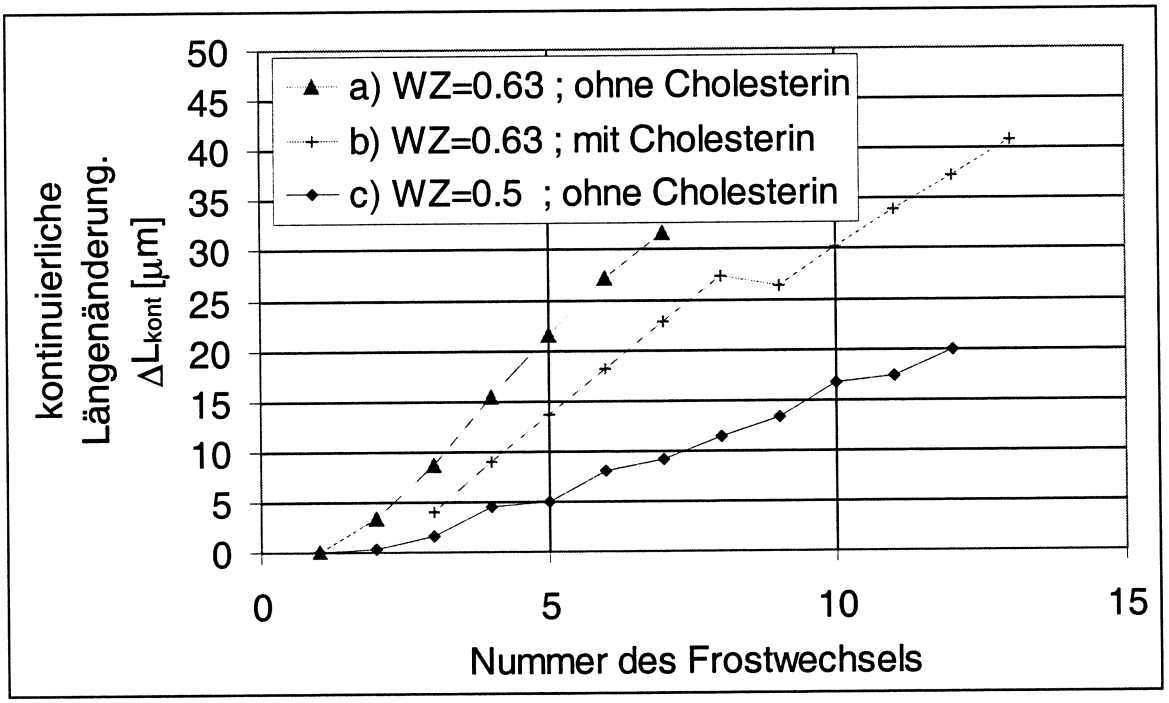
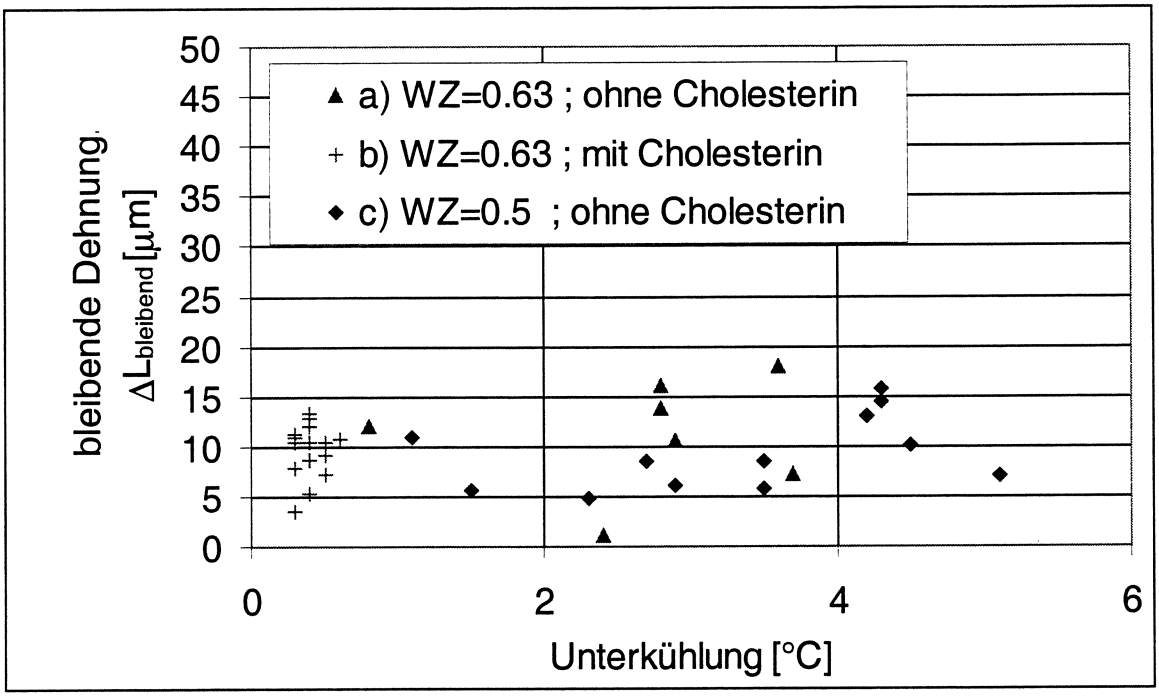
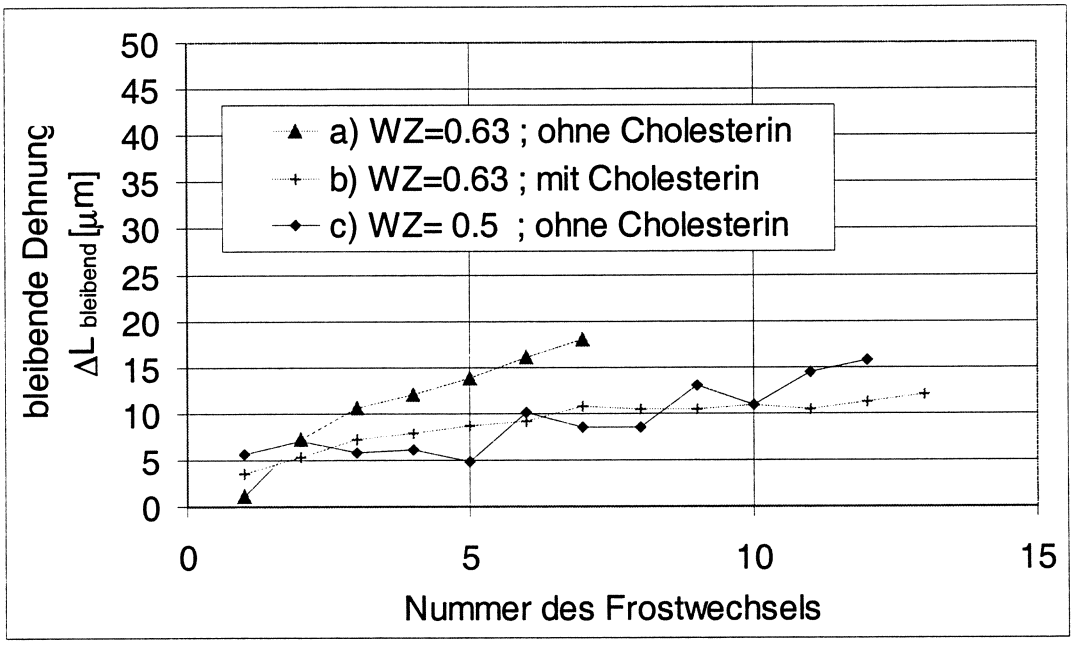


Abbildung 49: Bleibende Dehnung

a) in Funktion des Unterkühlungsgrades



b) in Funktion der Nummer des Frostwechsels



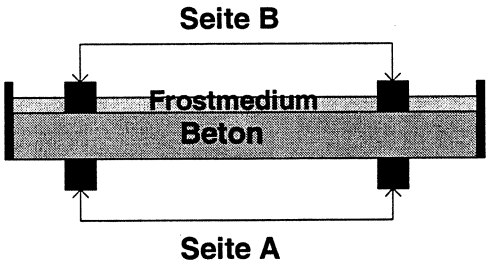
Daraus wird ersichtlich, dass sich die Unterkühlung nur auf die spontane Längenänderung deutlich positiv auswirkt. Bei der kontinuierlichen Längenänderung ergibt sich eher eine, allerdings schwache, negative Tendenz (vgl. Unterschied Wasser-NaCl weiter oben).

Die bleibende Längenänderung, dh. die eigentliche Schadensbildung ist nur schwach positiv von der Unterkühlung abhängig. Dies ist darauf zurückzuführen, dass mit grösserem ΔL_{spont} auch die Gesamtdehnung zunimmt während die "elastische Rückfederung" (s. Abb. 43) gleich bleibt.
Entsprechend ergibt sich für die spontane Längenänderung in Funktion der Frostwechselzahl kein wesentlicher Unterschied zwischen dem Beton 1 und 2, da der Unterkühlungsgrad zufällig variiert.

Bei Beton 2 mit Cholesterin ergeben sich keine spontanen Längenänderungen. Demgegenüber nimmt die kontinuierliche Längenänderung mit zunehmender Frostwechselzahl in allen Fällen stetig etwa linear zu. Sie ist für Beton 1 deutlich kleiner als für Beton 2.
Die bleibende Längenänderung ist für Beton 2 mit Cholesterin etwa gleich gross wie für Beton 1 nimmt jedoch mit der Frostwechselzahl deutlich schwächer zu als wenn kein Cholesterin verwendet wurde.

In einigen zusätzlichen Versuchen wurden die Längenänderungen an der Ober- und Unterseite der Platten gemessen, um den Einfluss von Biegeverformungen auf die oben beschriebenen Ergebnisse abschätzen zu können. Die Messanordnung ist der Abb. 50 zu entnehmen.

Abbildung 50: Messanordnung Biegeverformung

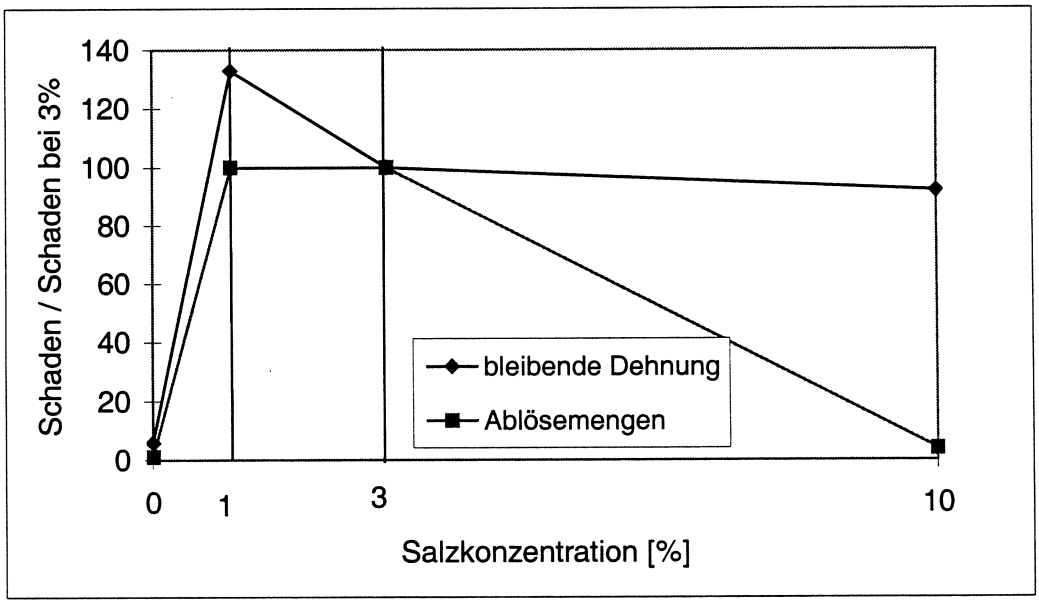


Die Messungen erfolgten an je 2 Platten bei der Minimaltemperatur ca. -10°C und bei der Maximaltemperatur ca. +10°C nach 6, 14 und 28 Frostwechseln gemäss Prüfung Nr. 9 SIA 162/1. Die Gefriergeschwindigkeit im Frostmedium betrug ca. 20°C/h. Als Frostmedium wurde Wasser sowie 1%-, 3%- und 10%-NaCl-Lösung verwendet. Gleichzeitig wurde auch die Ablösungsmenge bestimmt.

Die Versuche zeigen, dass sich die Unterseite der Platten auch dann verkürzt, wenn die bleibende Dehnung der Oberseite mehr als 1% betrug, was auf eine starke Biegeverformung – Verwölbung gegen oben - hinweist.

Im Gegensatz zu den Ablösungsmengen sind die bleibenden Verformungen bei 10% NaCl-Lösung nicht wesentlich kleiner als bei 1%- und 3% NaCl-Lösung als Frostmedium, (s. Abb. 51). Offenbar wirkt sich die Art des Frostmediums unterschiedlich auf oberflächliche und innere Schäden aus.

Abbildung 51: Ablösemengen und bleibende Dehnungen in Funktion der Salzkonzentration im Frostmedium (Wert bei 3%NaCl = 100%)

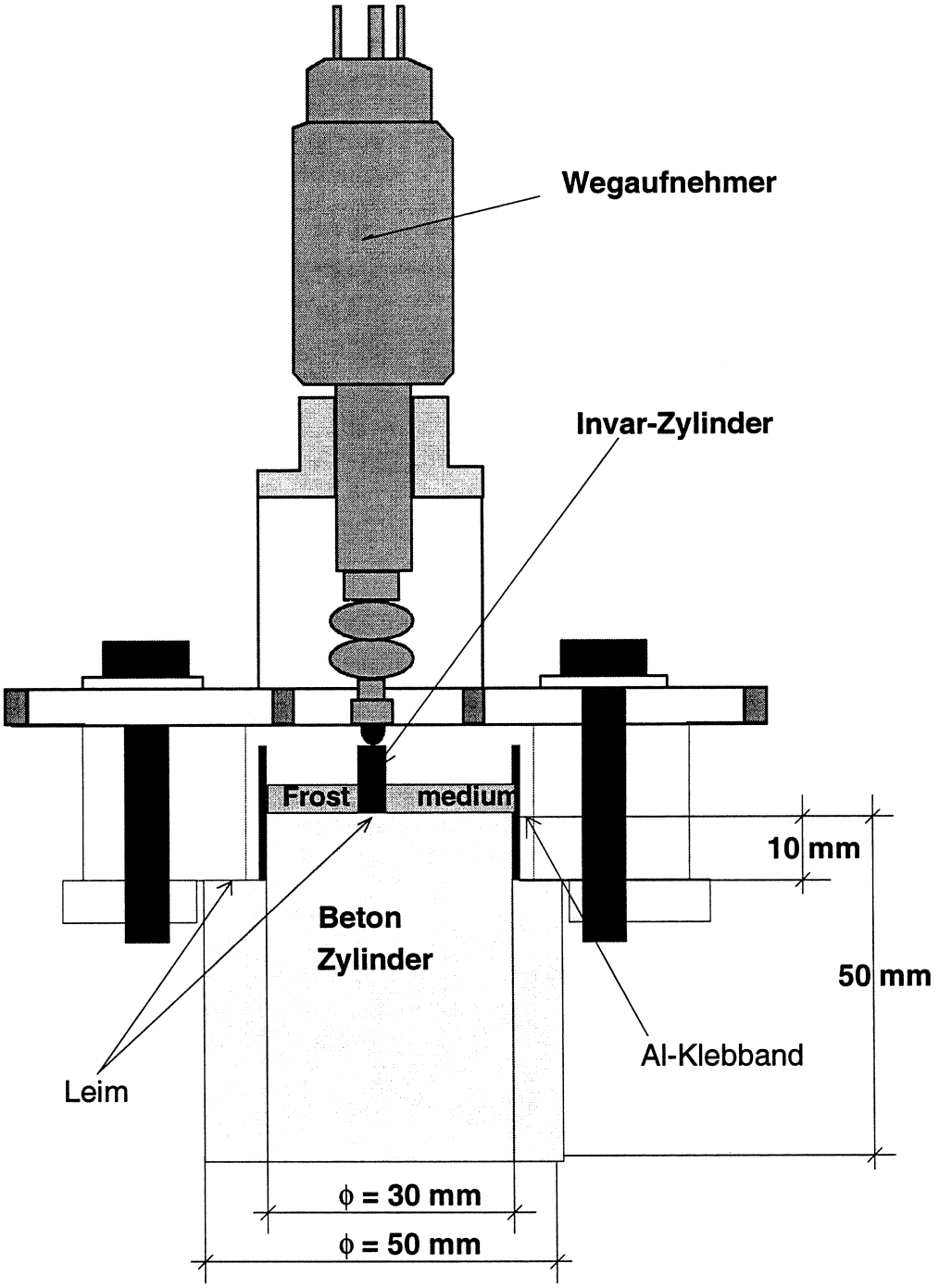


4.4.2 Längenänderung senkrecht zur Prüffläche

4.4.2.1 Prüfkörper und Messanordnung

Die Frost-Tausalzschäden bestehen in situ aus relativ groben kraterförmigen Abplatzungen über grossen Zuschlagskörnern, in den analogen Prüfverfahren aus relativ dünnen plattigen Ablösungen von Zementstein. Daraus kann abgeleitet werden, dass bei der Schadensbildung senkrecht zur Oberfläche relativ grosse Bewegungen auftreten müssen. Dies war der Grund, weshalb wir zuerst Längenänderungsmessungen senkrecht zur Oberfläche durchführten. Sie werden hier nach den "Parallelmessungen" beschrieben, weil sie als punktuelle Messungen weniger genau und weniger zuverlässig sind. Die Messanordnung ist in Abb. 52 dargestellt.

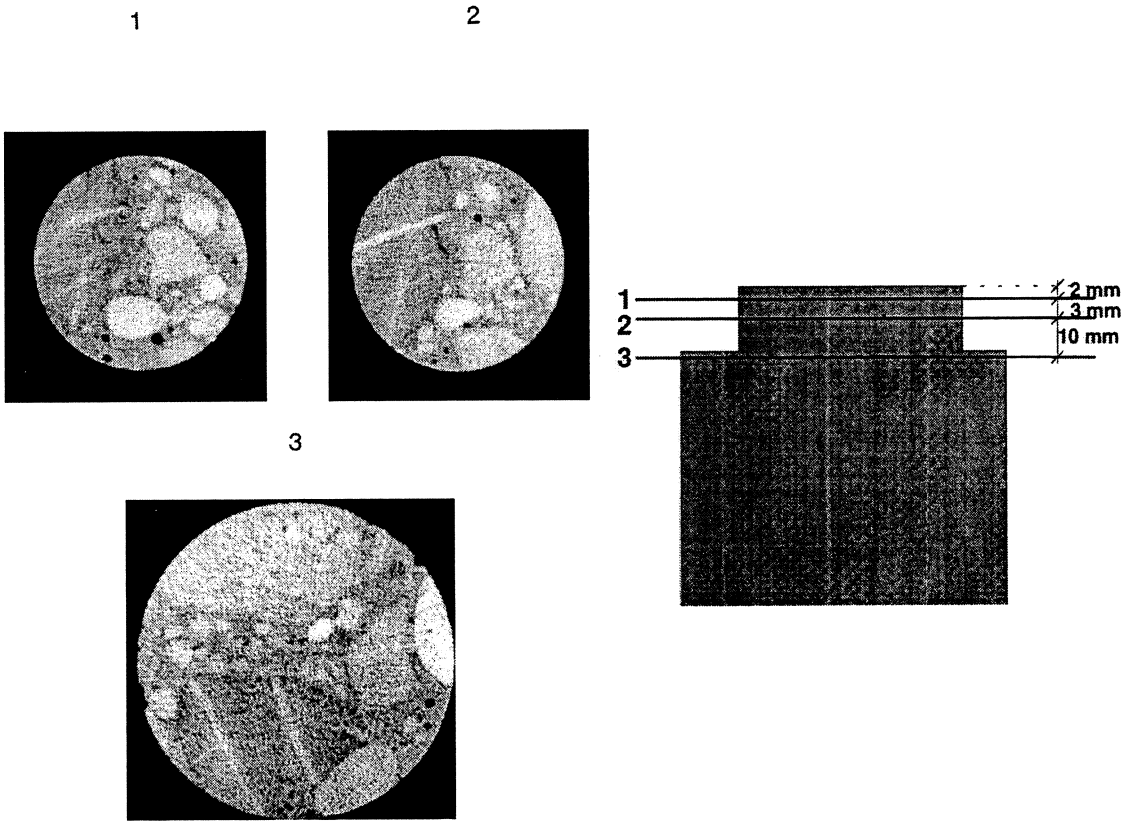
Abbildung 52: Messanordnung Längenänderung (senkrecht zur Prüffläche)



Als Prüfkörper wurden Bohrkernabschnitte d=h= 50 mm verwendet, die bei der Prüffläche 10 mm tief auf einen Durchmesser von 35 mm verjüngt wurden. Mit einem Aluminiumklebeband

ermöglichte man das Anbringen einer Frostmediumsschicht auf der Prüffläche. Mithilfe eines Röntgencomputertomographen wurde die Anordnung der Zuschlagskörner in der Oberflächenschicht bestimmt, (s. Abb. 53)

Abbildung 53: Computertomographische Aufnahme des Prüfkörpers



Bei der Messstelle wurde ein Invar-Bolzen (d= 3 mm, L= 10 mm) aufgeklebt.
Die Messeinrichtung bestand aus einem Invarring, der auf die ringförmige Nut aufgeklebt wurde und es erlaubte, den auf einem Invarträger montierten induktiven Wegaufnehmer über einer beliebigen Stelle der Prüffläche zu positionieren.

Wie bei den Parallelmessungen wurden die Prüfkörper vor der Prüfung 1 Woche unter Wasser gelagert. Nach dem Aufbringen der Frostmediumsschicht und der Abdichtung der Seiten- und Rückflächen gegen Feuchtigkeitsverlust wurde die gesamte Messeinrichtung in die Klimakammer gestellt und Frostwechseln mit einer Temperaturänderungsgeschwindigkeit von 10°C/h ausgesetzt.

Die Temperatur wurde im Frostmedium, im Zentrum und an der Rückfläche des Prüfkörpers gemessen. Alle Messungen erfolgten kontinuierlich. Die Messwerte wurden mit einem Datalogger gespeichert und im PC ausgewertet.

Die Verformungen der Messeinrichtung wurden in einem Kalibrierversuch bestimmt und bei der Auswertung berücksichtigt.

4.4.2.2 Messergebnisse und Folgerungen

Wie aus der Messanordnung hervorgeht, handelt es sich um punktuelle Messungen die nur bedingt allgemein übertragbar sind. Aufgrund der sehr unterschiedlichen Struktur der Prüfkörper streuen die Ergebnisse auch relativ stark. Es war deshalb nicht möglich unterschiedliche Messpositionen (über grossem Zuschlagskorn im Bereich mit Zementstein usw.) miteinander zu vergleichen, wie das geplant war.

Ein weiteres Problem entstand daraus, dass der Messbolzen bei einer lokalen Schädigung oftmals ausfiel.

Schliesslich traten wegen der kleinen Frostmediumsmengen grosse Unterkühlungen und damit Temperaturgradienten (beim Gefrierplateau) bis zu 4°C zwischen Oberfläche- und Prüfkörperzentrum auf.

In den Abb. 54 und 55 sind die Ergebnisse einer Messung an einem Bohrkern aus Beton 2 (WZ= 0.63, LP= 0.9 Vol%) mit 3% NaCl-Lösung als Frostmedium dargestellt.

Abbildung 54: Zeitlicher Verlauf der Längenänderung (Beton 2, Frostmedium 3%NaCl, 1.-8. Frostwechsel)

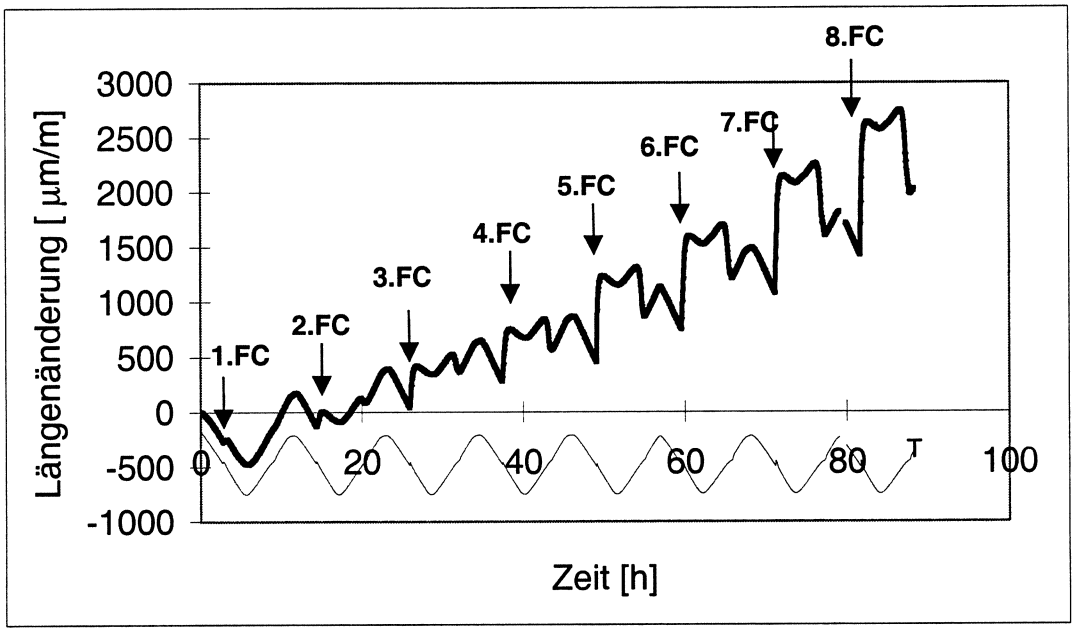
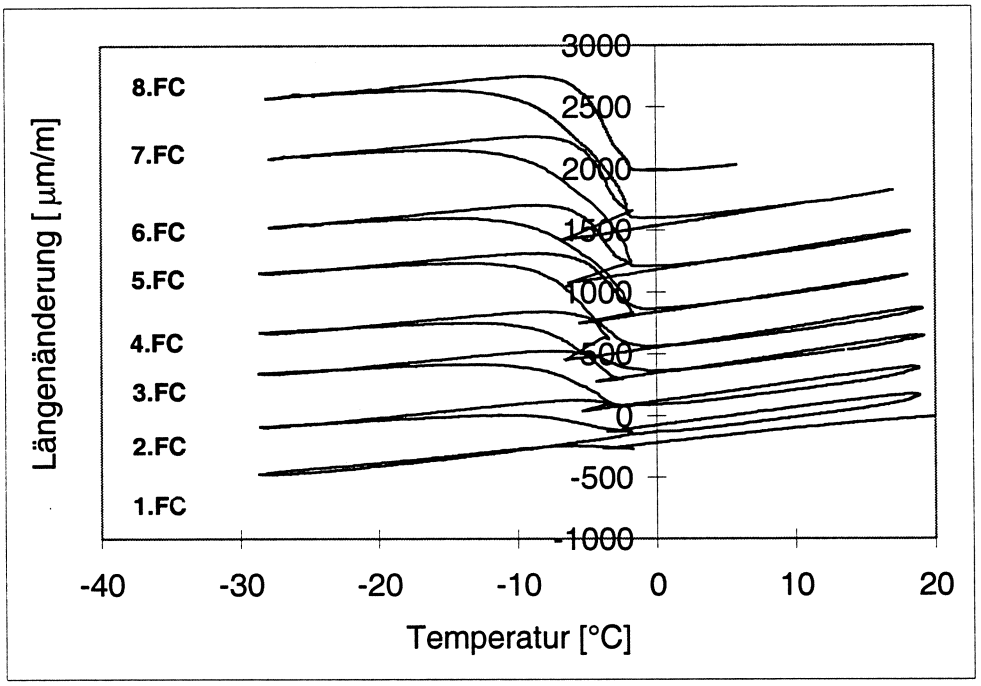


Abbildung 55: Verlauf der Längenänderung in Funktion der Oberflächentemperatur (Beton 2, Frostmedium 3%NaCl, 1.-8. Frostwechsel)



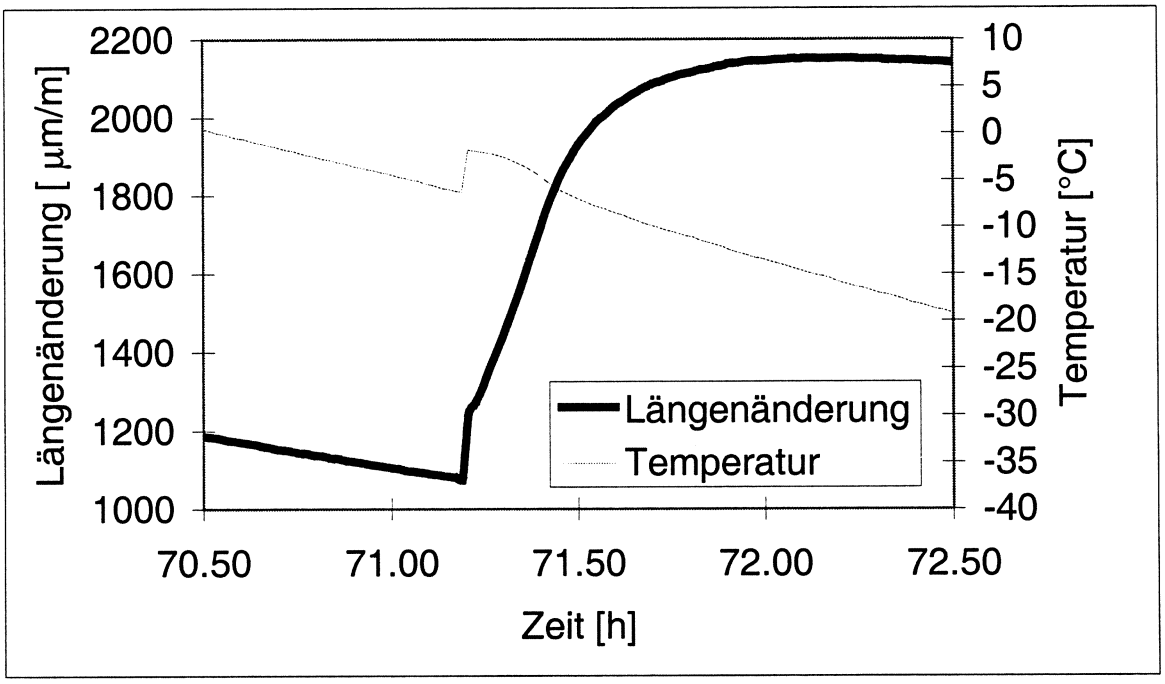
Wie ein Vergleich mit Abb. 39 und 40 zeigt, stimmen die Ergebnisse der Messungen senkrecht und parallel zur Oberfläche qualitativ sehr gut überein. Die absoluten Werte sind bei der Messung senkrecht zur Oberfläche etwa 5....6 mal grösser als parallel dazu.

Dies kann zum Teil auf die stärkere Belastung z.B. infolge grösserer Unterkühlung zurückgeführt werden. Der Hauptunterschied liegt aber darin, dass bei den Messungen senkrecht zur Oberfläche die Ausdehnung der am stärksten beanspruchten Zone direkt erfasst wird, während man parallel zur Oberfläche die Auswirkung dieser Verformung auf die ganze Platte misst. Nimmt man an, dass diese Dehnungen isotrop sind und dass der E-Modul im ganzen Prüfkörper gleich gross ist so ergibt sich aus der Differenz zwischen senkrechter und paralleler Dehnung, dass sich nur eine etwa 1..2mm dicke Schicht an der Oberfläche beim Gefrieren stark verlängert, während der Rest der Platte sich " thermisch verhält."

In Abb. 56 ist der zeitliche Verlauf der Temperatur und der Längenänderung beim 7. Frostwechsel beim Gefrieren aufgezeichnet. Im Vergleich zur Parallelmessung (Abb. 45) an einer Probe aus Beton sind die Abweichungen der Temperatur im Frostmedium von der Lufttemperatur relativ schnell abgebaut, obwohl die Unterkühlung stärker war. Dies ist damit erklärbar, dass die Frostmediumsmenge und die Prüfkörper sehr viel kleiner waren.

Die Expansion beim Gefrieren ist demgegenüber aber sehr viel stärker als bei der Parallelmessung. Zudem nimmt sie kontinuierlich zu. Die Aufteilung in zwei Phasen ist nicht möglich.

Abbildung 56: Zeitlicher Verlauf der Oberflächentemperatur und der Längenänderung (Beton 2, Frostmedium 3%NaCl, 7. Frostwechsel)



Bei Versuchen mit 10%- und 15%-NaCl-Lösung als Frostmedium wurde beim Gefrierpunkt praktisch keine Expansion mehr gemessen. Dafür erschien ein Peak bei -21°C (eutektische Temperatur) was auf Konzentrationsänderungen durch die Eisbildung zurückzuführen ist.

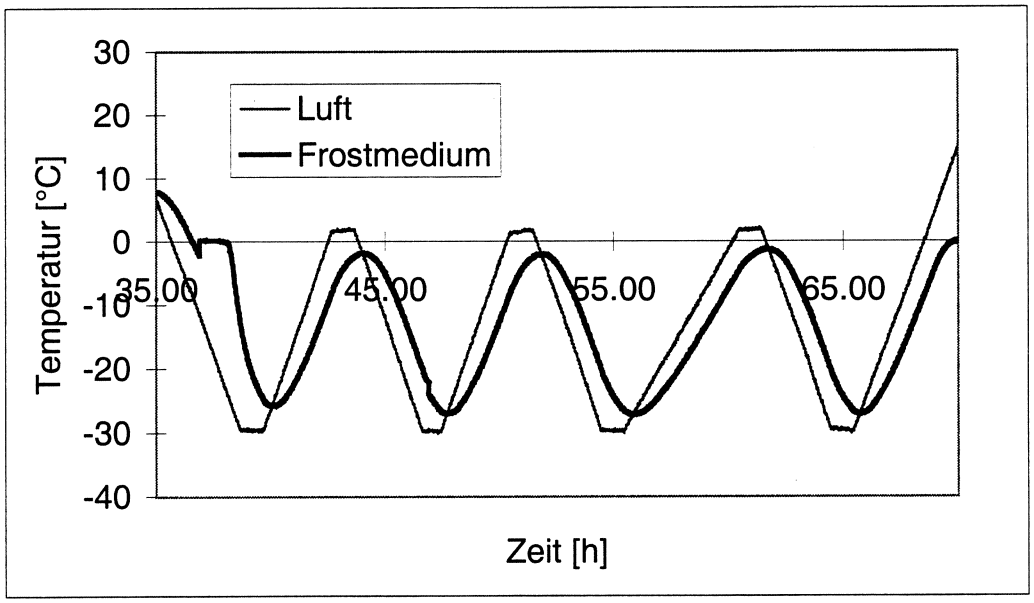
4.4.3 Weitere Untersuchungen

4.4.3.1 Temperaturwechsel im Gefrierbereich

In situ treten unmittelbar nach oder vor Frostwechseln oft Temperaturwechsel im Gefrierbereich auf. Um abschätzen zu können, wie sich solche Temperaturwechsel auf den Schädigungsverlauf auswirken, wurden Platten aus Beton 2 (WZ= 0.63, LP= 0.9 Vol%) mit Wasser als Frostmedium

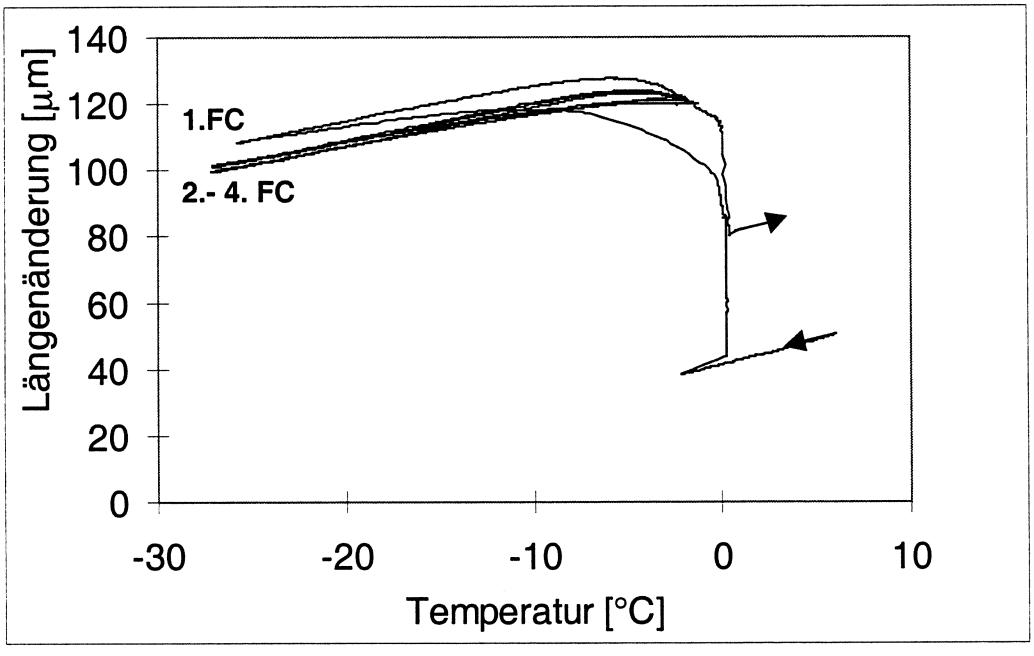
nach 15 normalen Frostwechseln 4 Temperaturwechseln unterworfen bei welchen die Lufttemperatur in der Klimakammer mit ±10°C/h zwischen +2°C und -30°C, pendelte.

Abbildung 57: Temperaturwechsel im Gefrierbereich



Wie aus Abb. 57 hervorgeht variierte die Temperatur im Frostmedium zwischen -1.5°C und -25°C. Die Frostmediumsschicht war also immer gefroren. In Abb. 58 ist die dabei gemessene Längenänderung in Funktion der Oberflächentemperatur aufgezeichnet.
Beim ersten Gefrieren - es war der 16. Frostwechsel der Platte - zeigt sich die typische spontane Ausdehnung nach einer Unterkühlung, gefolgt von einer kontinuierlichen weiteren Dehnung bis etwa -10°C und Verkürzung bis zur Minimaltemperatur. Bei der Erwärmung dehnt sich die Platte wie üblich etwas stärker aus und oberhalb von -10°C bis zur Maximaltemperatur von -1.5°C zeigt sich eine Relaxation infolge des Auftauens von Eis in feineren Poren.

Abbildung 58: Verlauf der Längenänderung in Funktion der Oberflächentemperatur bei Temperaturwechseln im Gefrierbereich (Beton 2, Frostmedium Wasser, nach 15 Frostwechseln)



Bei den folgenden 3 Temperaturwechseln zeigt sich die Platte nur geringe Abweichungen von einem rein " thermischen" Verhalten und die Hysterese zwischen Abkühlung und Erwärmung ist höchstens noch andeutungsweise sichtbar. Beim anschliessenden Auftauen setzt sich die Relaxation die beim 1. Frostwechsel begonnen hat kontinuierlich fort. Die Temperaturwechsel im Gefrierbereich scheinen also keinen Einfluss auf die bleibende Dehnung auszuüben.

4.4.3.2 Eislinsenbildung

Die Bildung von Eislinsen nach dem thermodynamischen Model (s.Kap. 4.3) ist eine der meist diskutierten Schadensursachen bei der Frost- Tausalzbeanspruchung von Beton. Allerdings gibt es nur sehr wenige Untersuchungen zum Nachweis der Eislinsenbildung und deren Wichtigkeit für das Entstehen von Frost-Tausalzschäden.

Im Projekt wurden dazu drei verschiedene Arten von Versuchen durchgeführt.
Zuerst wurden Platten aus Beton 1, 2 und 3, die vorgängig 2 Wochen unter Wasser oder in einer 3% NaCl-Lösung gelagert worden waren, bei konstanter Temperatur von -5°C, -10°C und -20°C gelagert. Keiner der Prüfkörper zeigte auch nach einer Lagerungsdauer von mehr als 1 Woche eine signifikante Längenänderung.

Anschliessend wurden Platten aus Beton 2 mit Wasser als Frostmedium nach 15 normalen Frostwechseln einem weiteren Frostwechsel unterworfen, bei welchem die Temperatur nach dem Gefrieren der Frostmediumsschicht bei -5°C 2h lang konstant gehalten wurde.

In Abb. 59 ist der dabei gemessene zeitliche Verlauf der Oberflächentemperatur und der Längenänderung parallel zur Oberfläche dargestellt. Die Platte zeigt die übliche spontane Längenänderung beim Gefrieren nach der Unterkühlung und die kontinuierliche Längenänderung bei der Temperatursenkung nach dem Gefrierplateau. Sobald die Temperatur konstant gehalten wird, hört die Expansion auf. Es zeigt sich eine leichte Relaxation. Erst beim weiteren Absenken der Temperatur ergibt sich nochmals eine leichte Verlängerung. Sie ist aber wesentlich geringer als bei normalen Frostwechseln. Dies könnte auf eine Umverteilung von Porenflüssigkeit während des Temperaturstops zurückzuführen sein. Das gleiche Verhalten wurde auch bei anderen konstanten Temperaturen und Frostmedien bei Messungen senkrecht zur Oberfläche festgestellt.

Schliesslich wurden Längenänderungsmessungen die einer Anordnung analog zum JPD-Verfahren zur Bestimmung der Frostbeständigkeit durchgeführt (Lit. 32). Die Versuchsanordnung ist in Abb. 60 dargestellt.

Abbildung 59: Auswirkung eines 2h Unterbruchs beim Abkühlen auf die Längenänderung (Beton 2, Frostmedium Wasser, nach 15 Frostwechseln)

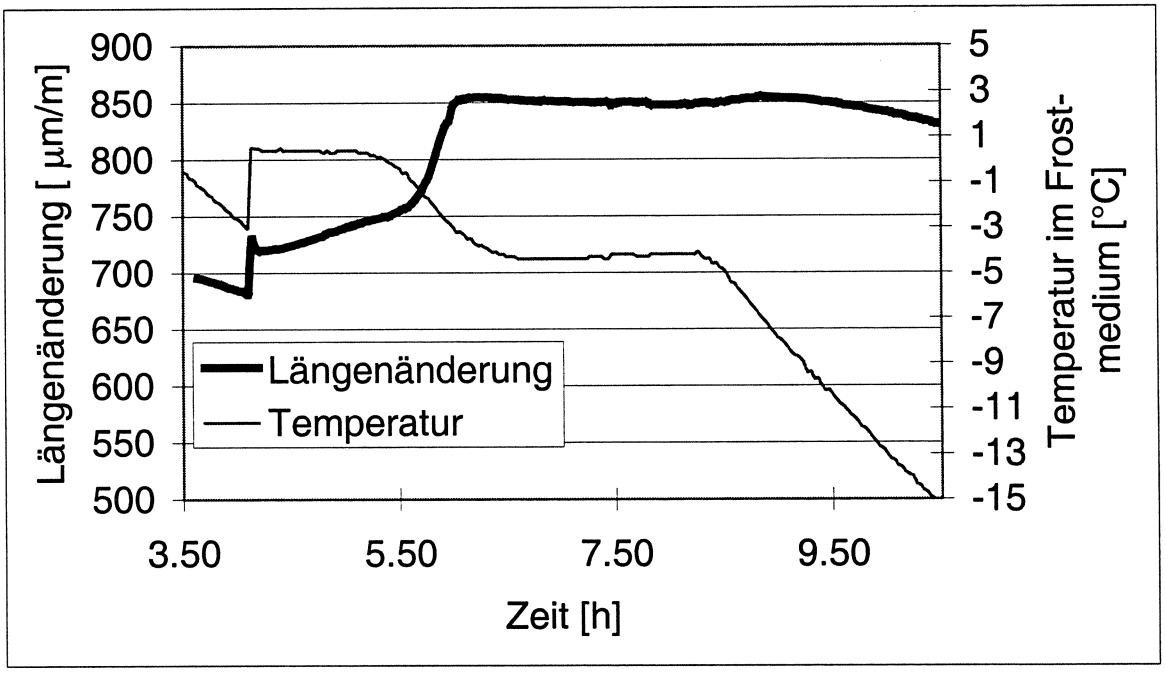
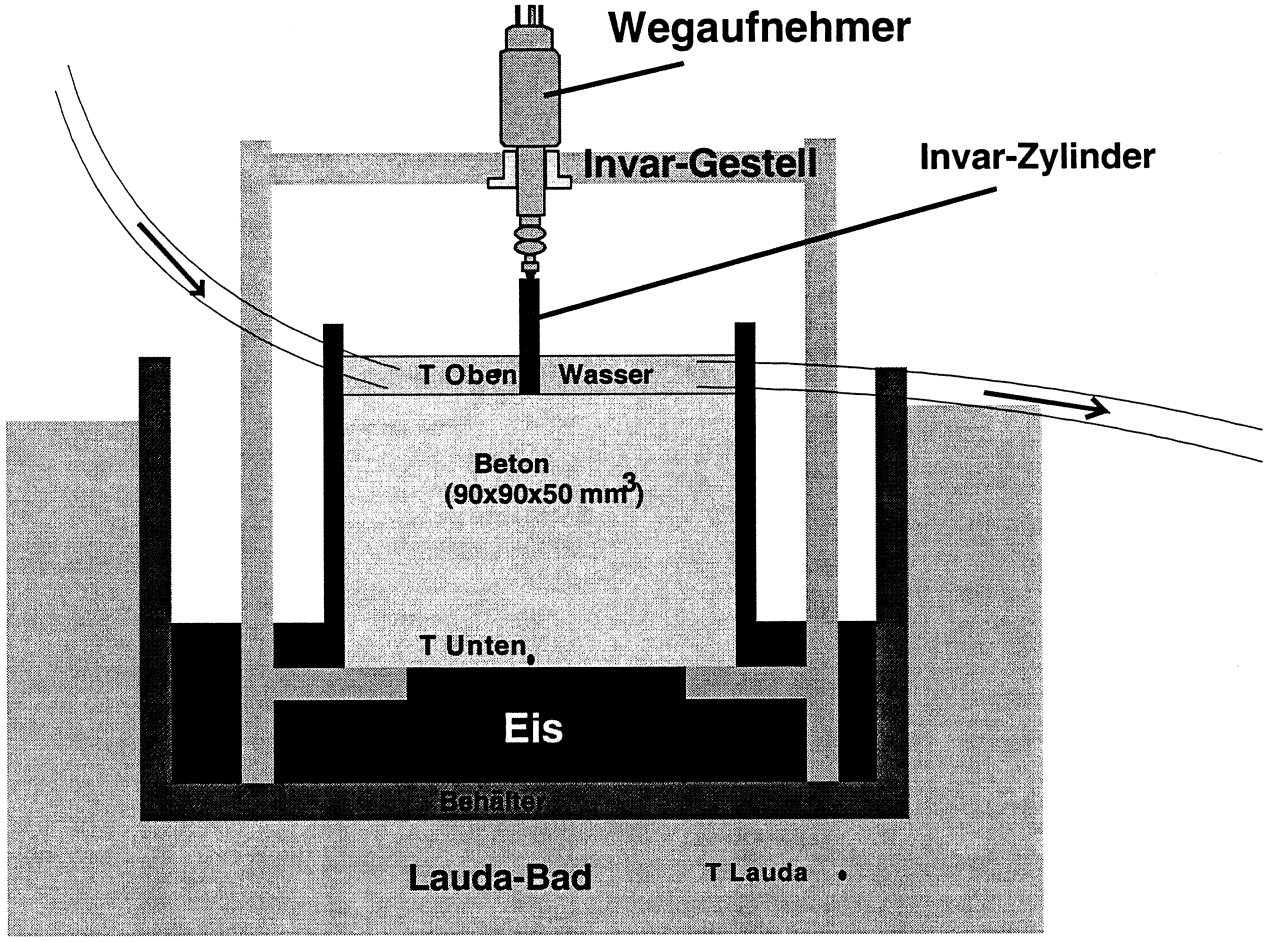


Abbildung 60: Versuchsanordnung zum Nachweis der Eislinsenbildung



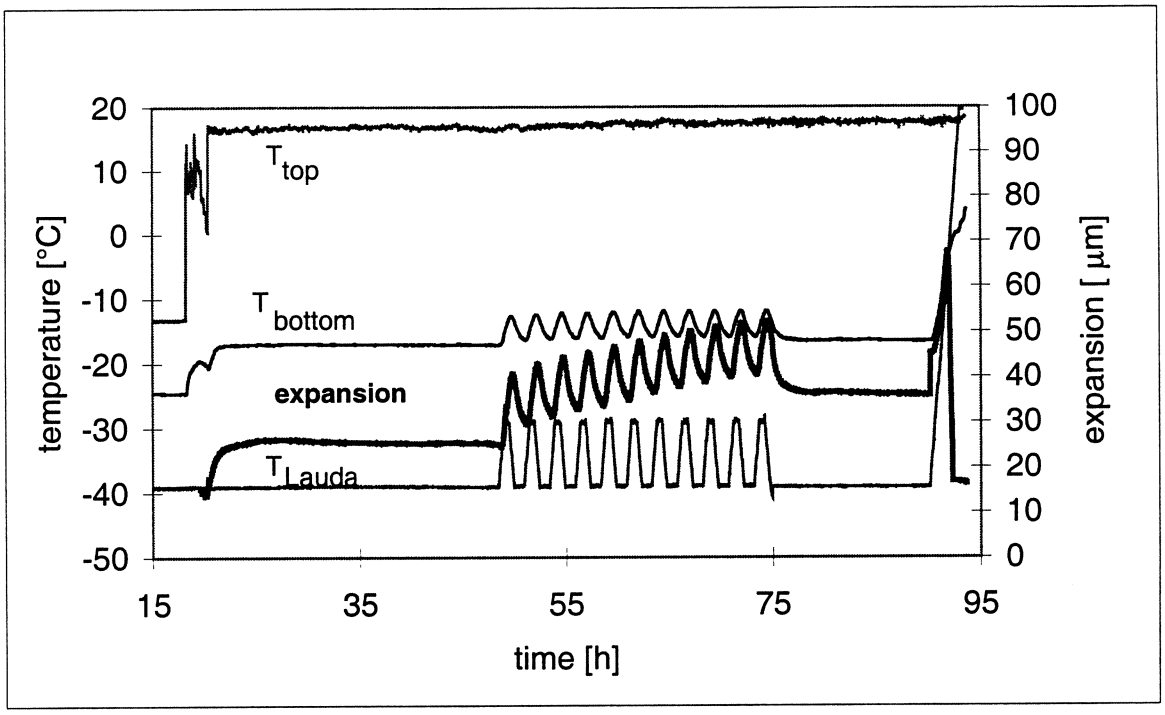
Der Prüfkörper wurde in einem Behälter in Wasser eingetaucht und in diesem in ein Laudabad bei -40°C gestellt. Nach 20h wurde die Oberfläche mit 17°C warmem Wasser überströmt. Dadurch stieg die Temperatur an der Unterfläche von -25°C auf -17°C. Da die Seitenflächen wärmeisoliert waren entstand etwa in der Prüfkörpermitte eine ebene 0°-Isotherme, an der sich Eislinsen bilden könnten.

Abb. 61 zeigt die Temperaturen im Laudabad, an der Ober- und Unterfläche des Prüfkörpers und die Längenänderung in Funktion der Zeit.

Es zeigt sich, dass während den 48h bei denen die Temperaturverteilung im Prüfkörper konstant gehalten wurde die Länge des Prüfkörpers ebenfalls konstant blieb.
Bei Temperaturwechseln im Laudabad von -40°C auf -30°C und der entsprechenden zyklischen Verschiebung der 0°- Isotherme, ergaben sich markante zyklische Längenänderungen: Verlängerung bei Erwärmung, Verkürzung bei Abkühlung des Prüfkörpers- und eine linear zunehmende bleibende Expansion. Der Verlauf ist mit jenem vergleichbar, der in den in Kap. 5.4.2 beschriebenen Versuchen gemessen wurde und wird durch das Gefrieren und Auftauen von Porenflüssigkeit im Schwankungsbereich der 0°-Isotherme verursacht.
Nach 11 solchen Zyklen wurde die Temperatur des Laudabades wieder konstant gehalten. Die Länge des Prüfkörpers blieb ebenfalls konstant. Beim vollständigen Auftauen verlängert sich der Prüfkörper vorerst thermisch, zieht sich aber beim Schmelzen des gefrorenen Teils rasch zusammen.

In keinem der drei Versuche zeigte sich demnach ein Verhalten, das auf die Bildung von Eislinsen, respektive auf die schädliche Wirkung einer eventuellen Bildung von Eislinsen hinweisen würde.

Abbildung 61: Zeitlicher Verlauf der Temperatur und der Längenänderung im Versuch gemäss Abb. 60



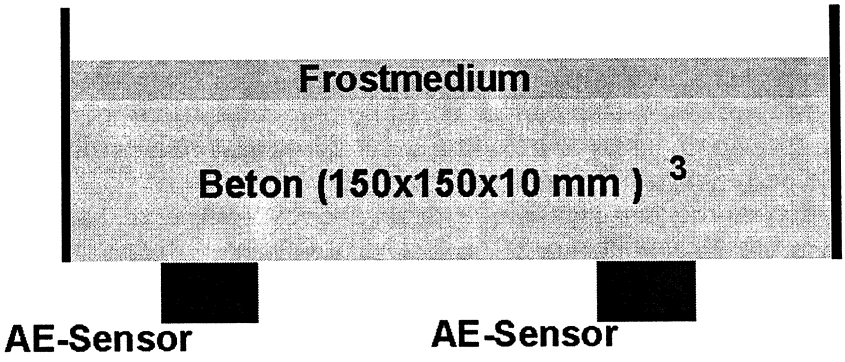
4.5 Messung von akustischen Emissionen

Die Messmethode beruht auf der Erfahrung, dass Schadensereignisse in vielen Fällen charakteristische akustische Emissionen auslösen. Durch Messung der Art und Häufigkeit von solchen Emissionen kann deshalb auf die Schadensentwicklung geschlossen werden.

4.5.1 Methode und Prüfkörper

Die Messungen wurden an vorgängig wassergelagerten dünnen Platten mit einer Frostmediumsschicht durchgeführt. Die 2 oder 4 piezokeramischen Sensoren mit 150 kHz Resonanzfrequenz (5 mm Kristall; 10 mm Casting; Dunegan Engineering model SE 150-M) wurden mithilfe eines Gummibandes auf die Unterseite der Platte gepresst. Als Kontaktmittel diente ein Vakuumfett. Der Schwellenwert war auf 40 dB festgelegt (s. Abb. 62).

Abbildung 62: Messanordnung Akustische Emissionen



Die Versuchseinrichtung wurde in einer Klimakammer Frostwechseln mit einer Temperaturänderungsgeschwindigkeit von ±10°C/h ausgesetzt. Neben den AE wurde die Temperatur in der Luft und an der Betonoberfläche kontinuierlich gemessen
In Versuchen hat sich gezeigt, dass beim Gefrieren von Wasser allein, nur sehr kleine AE entstehen. Demgegenüber waren die AE beim Auftauen ausserordenlich häufig und stark.
Gleiche Ergebnisse lieferten auch Versuche mit frostbeständigem Beton und Zementsteinproben mit WZ = 0.26.

4.5.2 Ergebnisse und Folgerungen

In den Abb. 63 und 64 sind der zeitliche Verlauf der Oberflächentemperatur und der akustischen Emissionen dargestellt, die beim 1. und 2. Frostwechsel mit einer Platte aus Beton 2 (WZ= 0.63, LP= 0.9 Vol.%) mit Wasser als Frostmedium gemessen wurden.

Wie die Temperaturkurven zeigen, trat beim 1. Frostwechsel keine, beim 2. Frostwechsel aber eine relativ starke Unterkühlung (-3°C) auf bevor die Frostmediumsschicht zu gefrieren begann. Dieser Unterschied wirkt sich deutlich auf die AE aus:
Im 1. FW nimmt die Häufigkeit und Stärke der AE während des Gefrierens der Wasserschicht kontinuierlich zu, erreichten gegen Ende des Gefrierplateaus ihr Maximum und klingt nachher wieder ab. Beim Temperaturabfall nach dem Gefrierplateau sind zwischen -2°C und -4°C stärkere AE festzustellen. Bei Temperaturen unter -6°C treten nur noch vereinzelte AE auf.

Im 2. FW entsteht einige Minuten nach dem Einsetzen der Eisbildung im Frostmedium ein scharfer Peak, gefolgt von einem kontinuierlichen Anschwellen und Abklingen der AE. Während des Gefrierens beim anschliessenden Temperaturabfall sind keine eindeutigen Peaks feststellbar. Unter -6°C verschwinden die AE vollständig. Die "kontinuierlichen" AE sind beim 2. FW über einen kürzeren Zeitraum verteilt und schwächer als im 1. FW.

Abbildung 63: Zeitlicher Verlauf der Oberflächentemperatur und der Akustischen Emission (Beton 2, Frostmedium Wasser, 1. Frostwechsel ohne Unterkühlung)

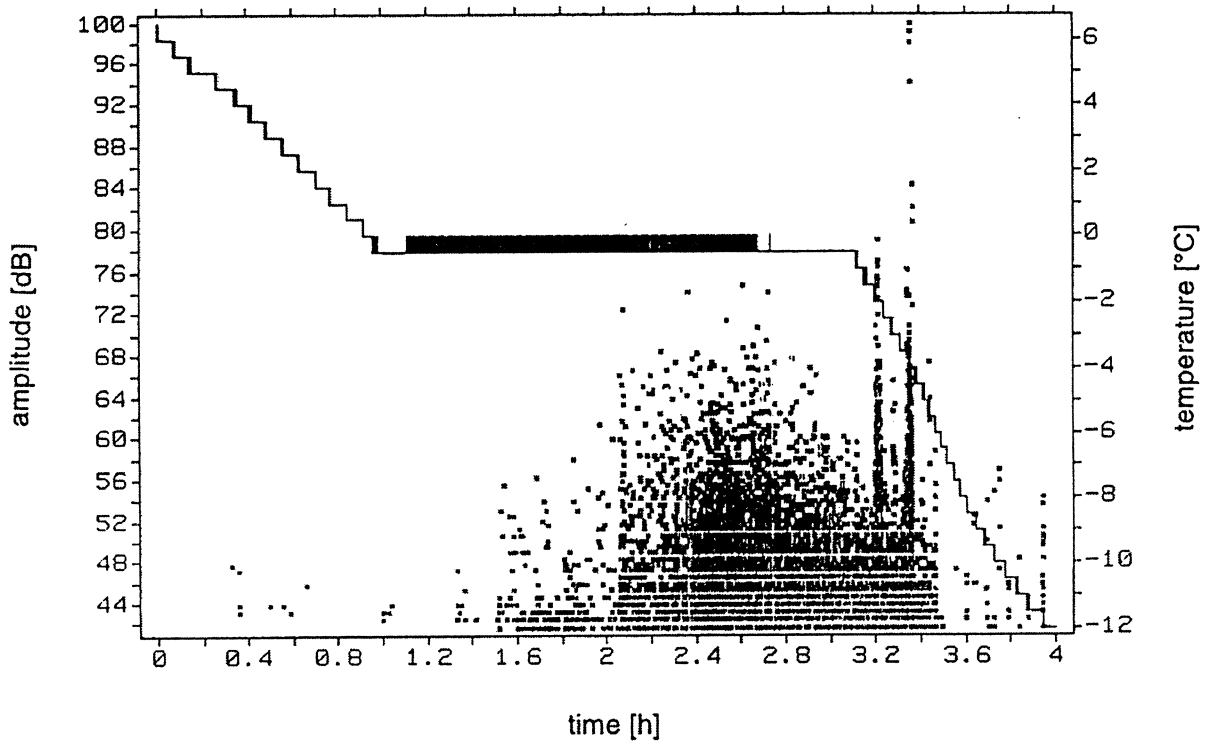
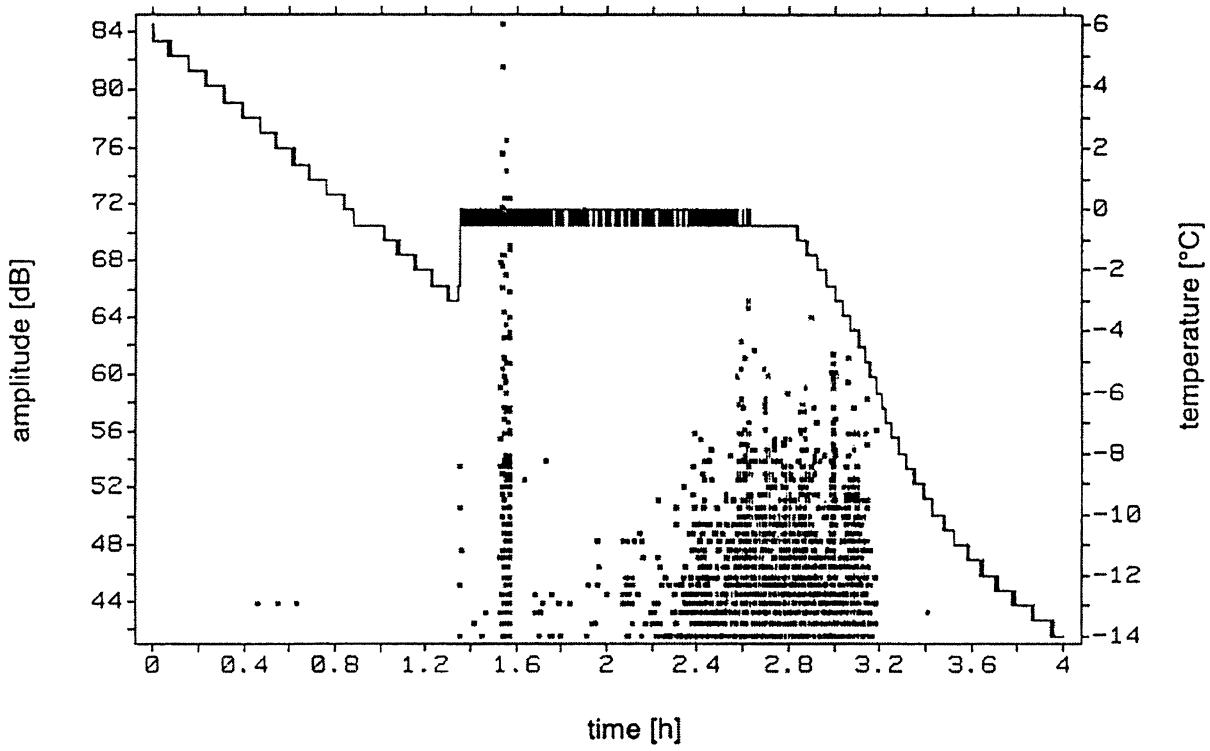


Abbildung 64: Zeitlicher Verlauf der Oberflächentemperatur und der Akustischen Emission (Beton 2, Frostmedium Wasser, 2. Frostwechsel mit Unterkühlung)



In Abb. 65 und 66 sind der zeitliche Verlauf der Oberflächentemperatur und der AE dargestellt, die beim 1. und 5. Frostwechsel an einer Platte aus Beton 1 (WZ= 0.5, LP= 1,1 Vol %) mit 5% NaCl-Lösung als Frostmedium gemessen wurden. Der Temperaturverlauf ist in beiden FW praktisch identisch mit einer geringen Unterkühlung von ca. 1°C vor dem Gefrieren der Salzlösungsschicht bei -3°C.

Abbildung 65: Zeitlicher Verlauf der Oberflächentemperatur und der Akustischen Emission (Beton 1, Frostmedium 5%NaCl, 1. Frostwechsel)

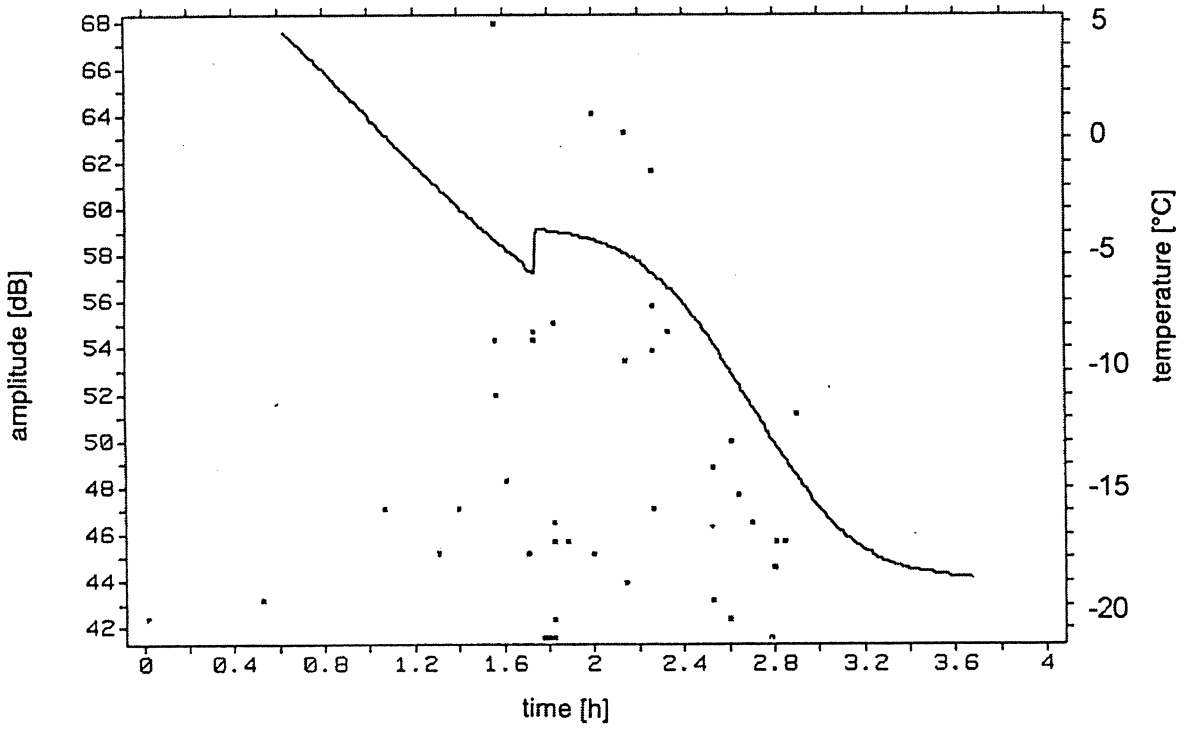
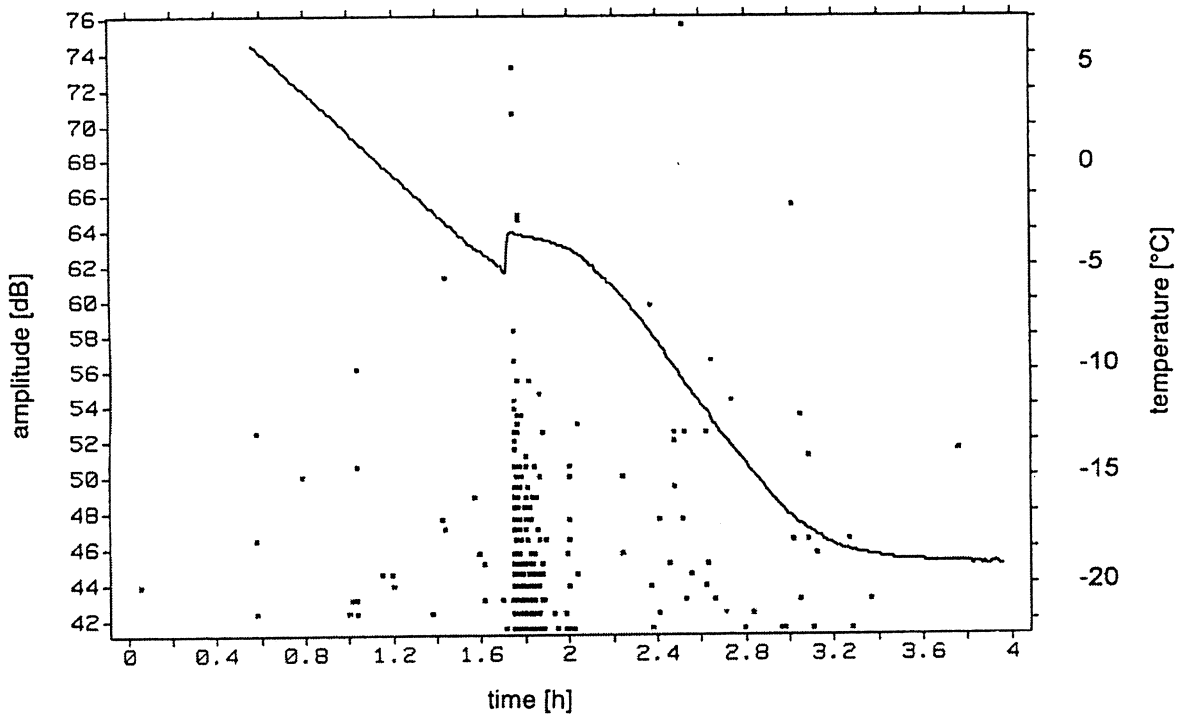


Abbildung 66: Zeitlicher Verlauf der Oberflächentemperatur und der Akustischen Emission (Beton 1, Frostmedium 5%NaCl, 5. Frostwechsel)



Im 1. FW ergaben sich nur vereinzelte AE, die entsprechend schwer interpretierbar sind.
Im 5. FW traten unmittelbar nach der Unterkühlung eindeutig mehr AE auf und können deshalb der Eisbildung im Beton zugeordnet werden.

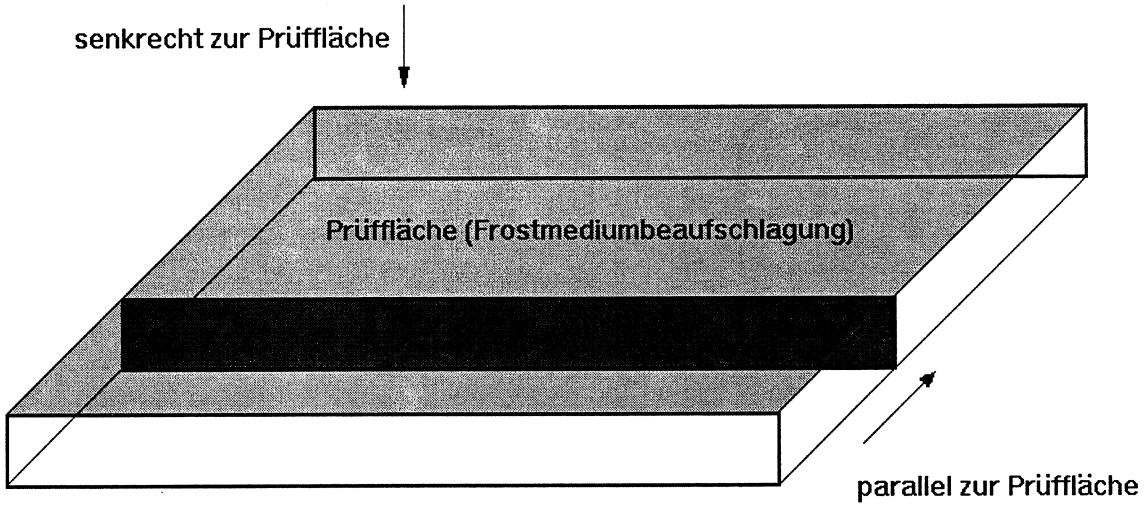
Die AE-Messungen stimmen sehr gut mit den Längenänderungsmessungen überein. Sie bestätigen die dort gefundenen zeitlich getrennten spontanen und kontinuierlichen Ausdehnungen und deuten darauf hin, dass beide zu Strukturschäden führen.

4.6 Mikroskopische Untersuchungen

Mit allen bisher beschriebenen Methoden wird die Schädigung nur indirekt erfasst. Sie lassen deshalb nur bedingt Schlüsse auf die örtliche Verteilung und die Ursache der Schäden zu. Dazu ist eine direkte Beobachtung der Schäden notwendig. Allerdings sind die mikroskopischen Untersuchungen zwangsläufig auf Einzelfälle beschränkt. Bei der grossen Streuung aller massgebenden Randbedingungen wie Art und Verteilung der Zuschlagskörner, der Luftporen, des Zementsteins ergibt sich daraus, dass damit keine quantitativen Aussagen möglich sind. Die mikroskopischen Untersuchungen sind aber gut geeignet, die Interpretation der übrigen Messergebnisse zuverlässiger zu machen. Im Projekt wurde vor allem die Rissbildung untersucht.

Die Untersuchungen erfolgten mit dem Binokular, mit Polarisationslichtmikroskopie und mit dem konfokalen (Laser) Mikroskop.
Untersuchungen mit dem Binokular haben den grossen Vorteil, dass praktisch unbehandelte Prüfkörper verwendet werden können und dass ein dreidimensionales Bild über einen relativ grossen Bereich entsteht. Anderseits ist die Auflösung mit ≈ 5µm relativ gering und zudem lassen sich die Untersuchungen schlecht dokumentieren. Dies gilt inbesondere für den 3D-Eindruck.
Mit dem Binokular wurde die Schädigung durch Frost-Tausalzbeanspruchung sowohl an der Oberfläche als auch an Schnittflächen senkrecht zur Oberfläche untersucht (Abb. 67). Unter anderem konnten so makroskopische Risse rund um die Zuschlagskörner beobachtet werden.

Abbildung 67: Beobachtungsrichtungen



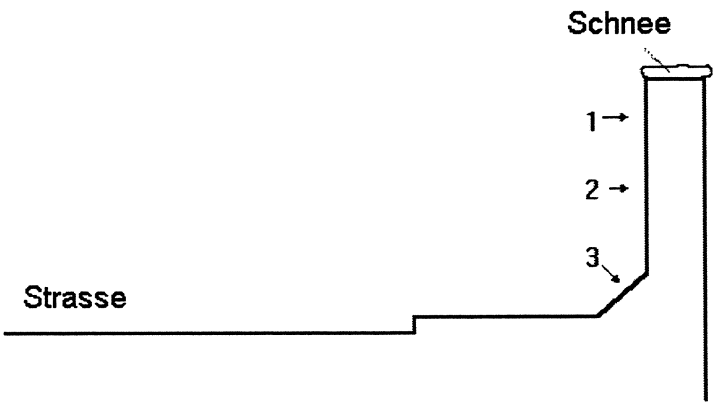
Mit der Polarisationslichtmikroskopie an imprägnierten Dünnschliffen kann eine petrographische Charakterisierung der Zuschlagskörner und des Zementsteins (Hydratationsgrad, WZ-Wert, Struktur des LP-Systems usw.) vorgenommen werden. Der Nachteil liegt wie bei der Polarisationsmikroskopie in der Vorbereitung der Proben; sie müssen imprägniert und geschliffen werden. Die Auflösung beträgt etwa 0.5 µm.
Bei der Herstellung von Anschliffen hingegen können Artefakte geschaffen werden, da die einzelnen Komponenten sehr unterschiedlich hart sind und sich beim Schleifen und Schneiden entsprechend unterschiedlich verhalten. Dies kann durch Imprägnierung der Proben verhindert werden. Dies gilt insbesondere für die poröseren Zementsteinschichten rund um die Zuschlagskörner. Die in diesen Zonen häufig auftretenden Risse sind oft schlecht zu präparieren.

In der konfokalen Mikroskopie bewegt sich ein Laserstrahl über die Objektoberfläche. Dabei wird die Intensität des reflektierten und des durchgehenden Lichts erfasst und auf einem Bildschirm sichtbar gemacht. Die Untersuchung ist an trockenen und nassen Proben möglich. Die Auflösung ist ähnlich wie beim Lichtmikroskop. Die Methode lässt 3D-Untersuchungen zu (Topographische Vermessung).

Ein wesentlicher Vorteil besteht darin, dass die Messwerte digital vorliegen und deshalb gut dokumentiert und weiterbearbeitet werden können.

Die mikroskopischen Untersuchungen wurden an Proben durchgeführt, welche entweder Laborfrostwechseln oder der natürlichen Beanspruchung am Bauwerk (Hundwilertobelbrücke Kanton AR, s. Abb. 68) ausgesetzt waren.

Abbildung 68: Anordnung der Prüfkörper in situ



Das Schleifen von nicht imprägnierten Proben ist sehr schwierig. In Abb. 69 ist ein Riss rund um ein grosses Zuschlagskorn zu sehen, an dessen Rändern durch das Schleifen kleine Zementsteinpartikel herausgelöst worden sind.

Abbildung 69: Rissbild bei einem Zuschlagskorn (Beton 2, Binokular, Beobachtungsrichtung parallel, ohne Imprägnierung)

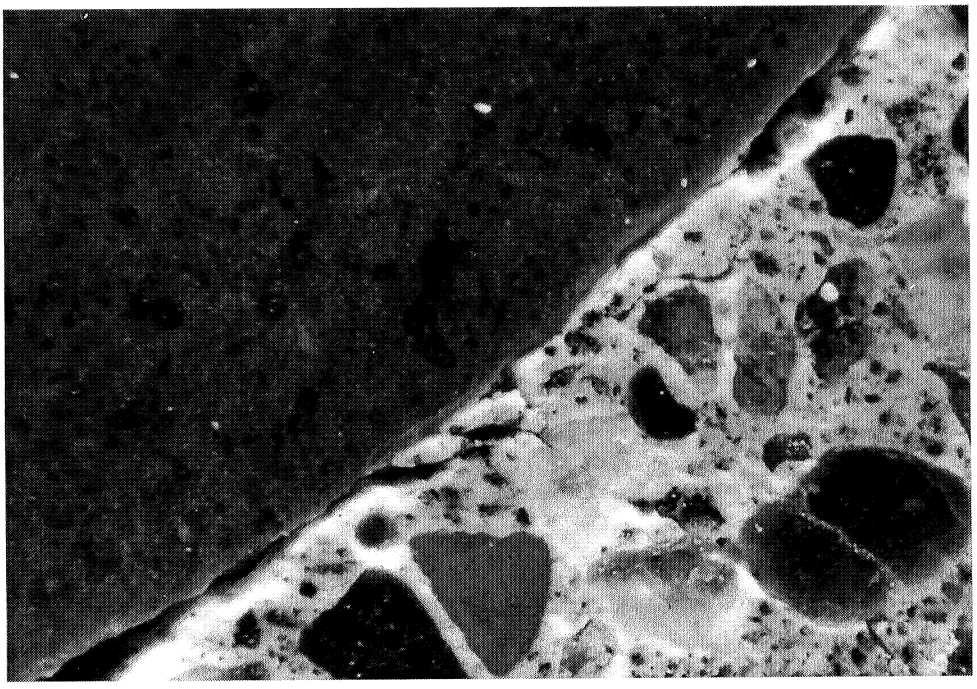
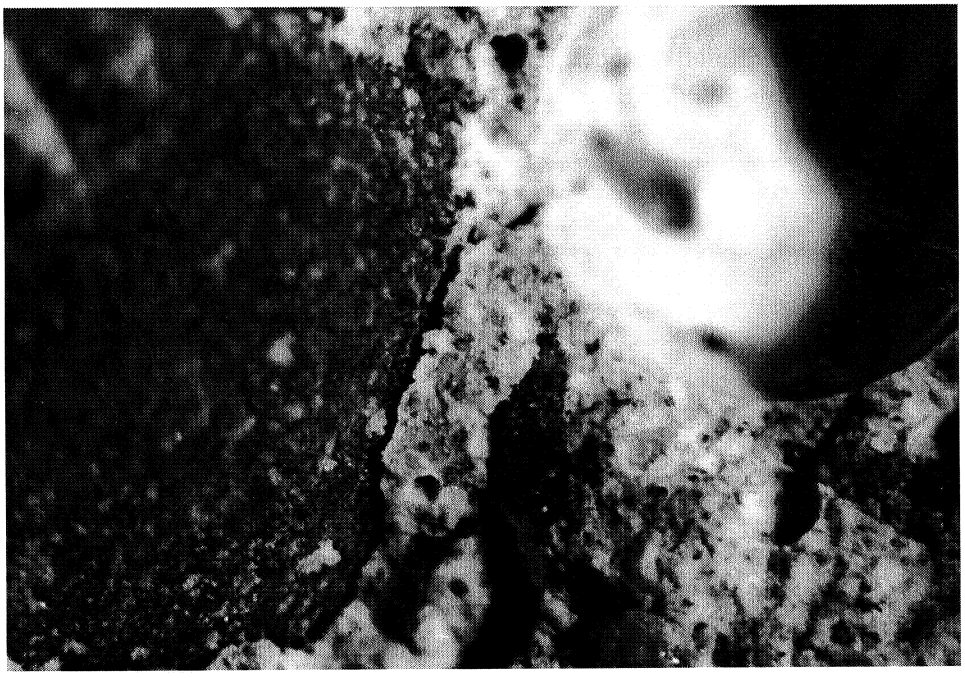


Abb. 70 und 71 zeigen die Prüffläche (=geschnittene Fläche) von Proben aus Beton 2 (WZ= 0.63, LP= 1.0 Vol%) nach 30 Frostwechseln gemäss Prüfung Nr. 9 SIA 162/1.

Abbilding 70: Rissbild nach 30 Frostwechseln (Beton 2, Binokular, Beobachtungsrichtung senkrecht, unbehandelt)

Abbildung 71: Abweichung eines Risses vom Kornrand in eine Luftpore (Beton 2, Binokular, Beobachtungsrichtung senkrecht, unbehandelt)



Darauf sind Risse rund um Zuschlagskörner sichtbar. Wie Abb. 71 zeigt können diese Risse von der Kornoberfläche weg in die Zementsteinmatrix hinein abweichen. Im Beispiel dürfte diese Abweichung durch eine Luftpore, die eine Schwachstelle darstellt, verursacht worden sein.

In den mikroskopischen Untersuchungen an Dünnschliffen konnten keine chemischen Veränderungen infolge der Frost-Tausalzbeanspruchung festgestellt werden.

Bei der Untersuchung von Schnitten parallel zur Oberfläche mit konfokalem und normalem Lichtmikroskop zeigten sich ausschliesslich Risse entlang von Kornoberflächen.

An Schnitten senkrecht zur Oberfläche zeigten sich bis in einer Tiefe von ca. 10 mm oberflächenparallele Risse. Aus dem Erscheinungsbild zu schliessen, entstehen diese Risse entlang von groben Zuschlagkörnern, setzen sich quer durch den Feinmörtel fort und erreichen so eine Ausdehnung von mehreren cm.

Die Abb. 72 zeigt einen Ausschnitt aus einem derartigen Risssystem mit Rissbreiten bis zu 100 µm. In Proben wo poröse, frostgefährdete Zuschlagskörner vorliegen, verlaufen die Risse nicht mehr den Körnern entlang sondern quer durch sie hindurch.

Es wurde oft festgestellt, dass die Risse bevorzugt durch Luftporen verlaufen. Wie Abb. 73 zeigt, wird die Rissausbreitung nicht durch die Luftporen gestoppt. Dies kann damit erklärt werden, dass die Risse, im Gegensatz zu den Luftporen, "flächige" Hohlräume sind, deren seitliche Ausdehnung einige Grössenordungen grösser ist als deren Öffnungsweite. Anderseits sind die Luftporen mechanische Schwachstellen im Zementstein und könnten wie eine Perforation wirken.

Abbildung 72: Typisches Rissbild nach 30 Laborfrostwechseln (Beton 2, konfokales Mikroskop, fluoreszent, Beobachtungsrichtung parallel)

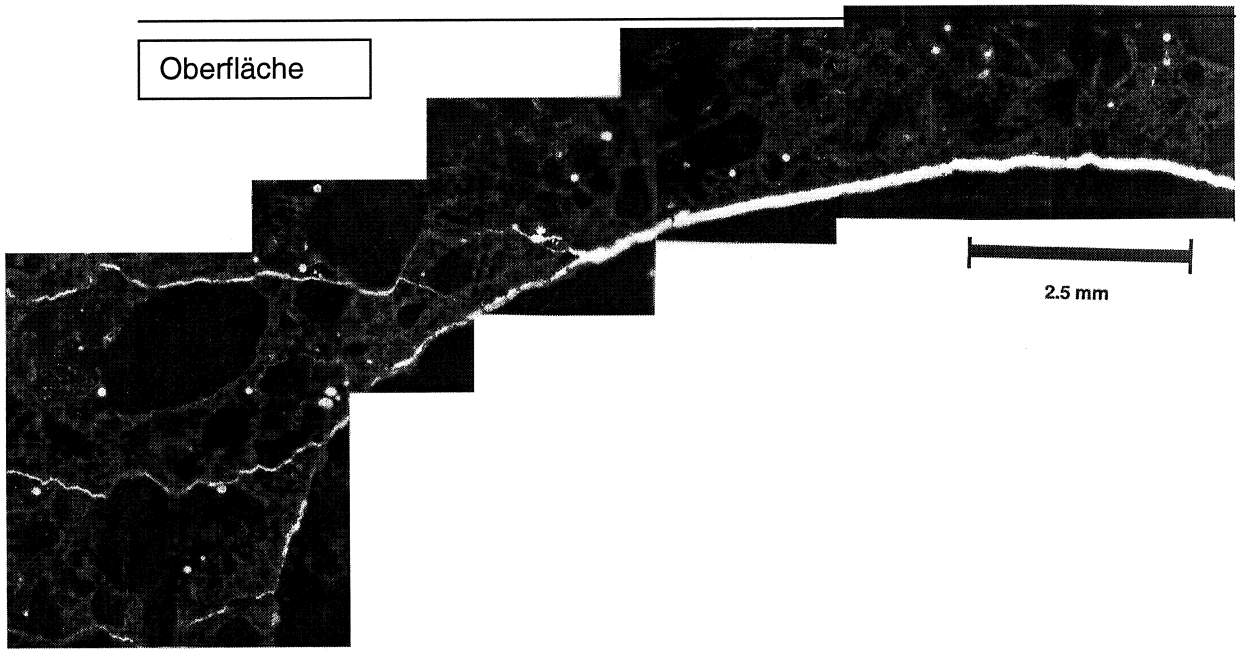
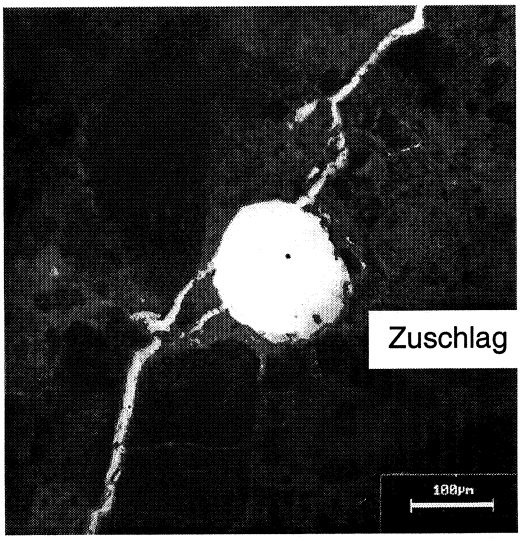
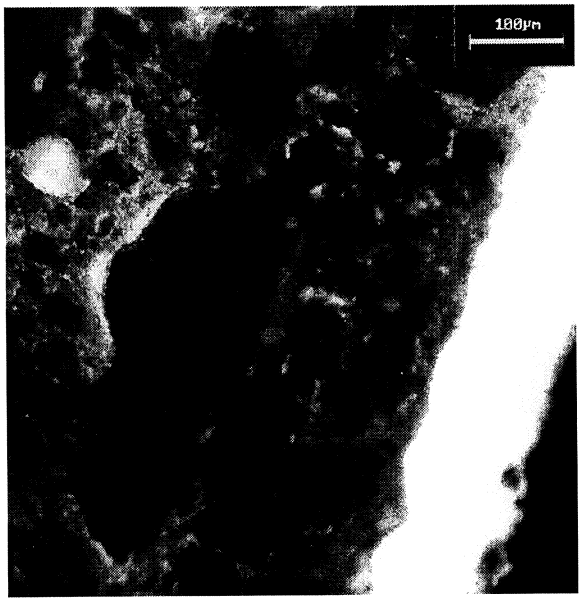


Abbildung 73: Riss durch eine Luftpore (Beton 2, konfokales Mikroskop, fluoreszent, Beobachtungsrichtung parallel)



In Abb. 74 ist zu sehen, dass die Ränder von grossen Rissen "scharf" sind: Es konnten wenige Mikrorisse festgestellt werden, die senkrecht zum Rissrand in den Zementstein verlaufen.

Abbildung 74: Detail eines grossen Risses (Beton 2, konfokales Mikroskop,fluoreszent, Beobachtungsrichtung parallel)



Es wurden einige Versuche unternommen, das Risswachstum direkt zu beobachten. Dazu wurden spezielle Proben senkrecht zur Oberfläche von Prüfkörpern im unbelasteten Zustand oder nach wenigen Frostwechseln entnommen. Die Schnittflächen wurden geschliffen und auf Initialrisse untersucht. Die geschliffene Fläche wurde anschliessend abgedichtet und die Probe erneut gesättigt und mit einer Frostmediumsschicht auf der ursprünglichen Oberfläche weiteren Frostwechseln ausgesetzt.

Es zeigte sich, dass die Initialrisse bei dieser Behandlung nicht weiterwuchsen, wahrscheinlich aufgrund einer Veränderung des Sättigungsgrades und anderer Randbedingungen, verursacht durch das Schneiden der Proben.

Anderseits ergab sich teilweise eine volumetrische Vergrösserungen des Zementsteines an der Oberfläche: In Abb. 75 ist die ursprünglich ebene (geschliffene) Seitenfläche einer Probe nach 5 Frostwechseln dargestellt. Die erhöhten Bereiche bestehen aus Zementstein, die tieferliegenden auf beiden Seiten sind Zuschlagskörner, was auf Frostabplatzungen hindeutet.

Abbildung 75: Höhenprofil einer geschliffenen Schnittfläche nach 5 zusätzlichen Frostwechseln (Beton 1, Frostmedium 3%NaCl, Beobachtungsrichtung parallel)

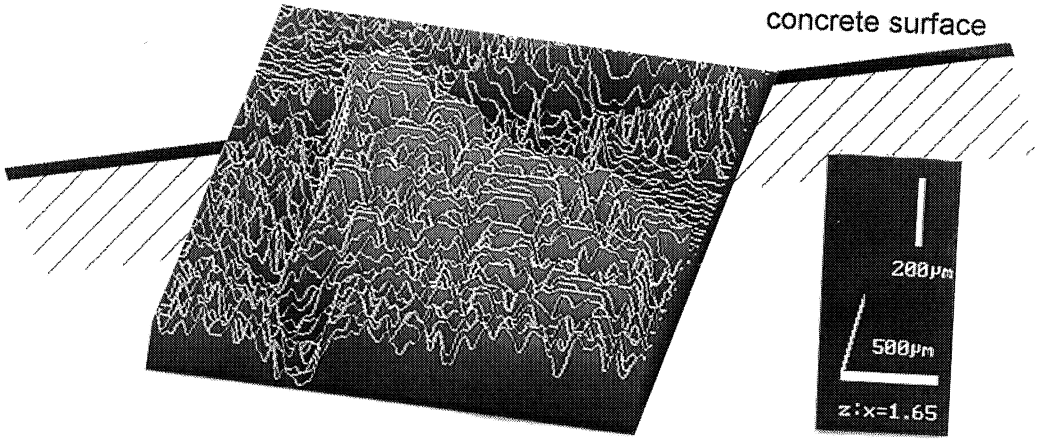
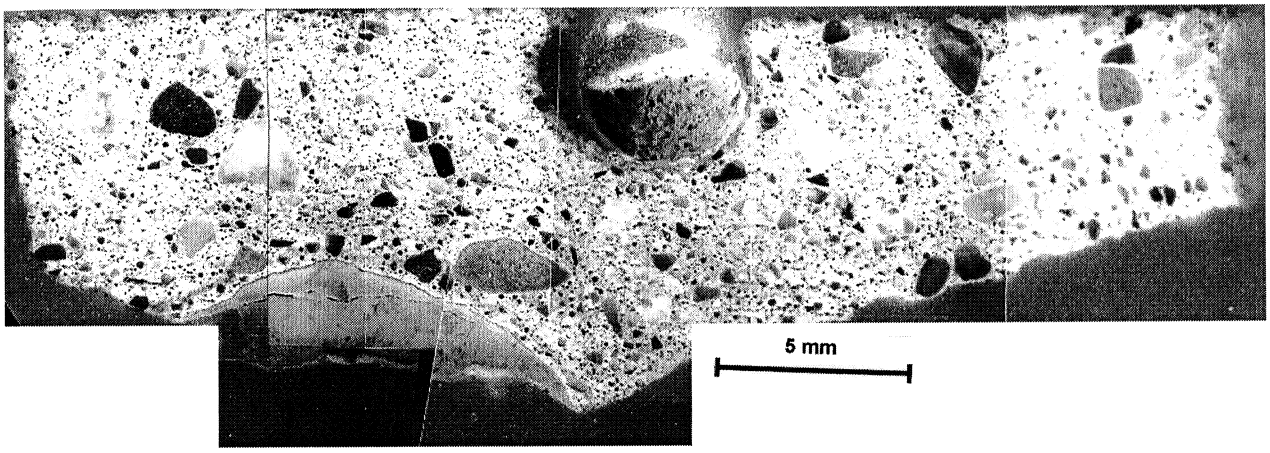


Abb. 76 zeigt einen Querschnitt durch eine Ablösung über einem unbeständigen Zuschlagskorn von der Hundwilertobelbrücke. Wie weiter oben erwähnt, verläuft der Riss quer durch dieses Korn. Solche Abplatzungen findet man bei den analogen Prüfverfahren teilweise auch dann nicht, wenn unbeständige Körner vorhanden sind. Wie Abb. 72 zeigt, entstehen aber in den Laborprüfungen auch mit frostbeständigem Zuschlag Riss-Systeme, die als Vorstufe solcher Ablösungen zu bezeichnen sind.

Abbildung 76: Querschnitt durch eine Abplatzung (Binokular, Beobachtungsrichtung parallel, ohne Imprägnierung)



Bohrkerne aus Beton 2 wurden in drei verschiedenen Höhenlagen in den Brüstungen der Hundwilertobelbrücke eingesetzt (Abb. 68), nach 1 resp. 2 Jahre wieder entnommen und mikroskopisch untersucht.

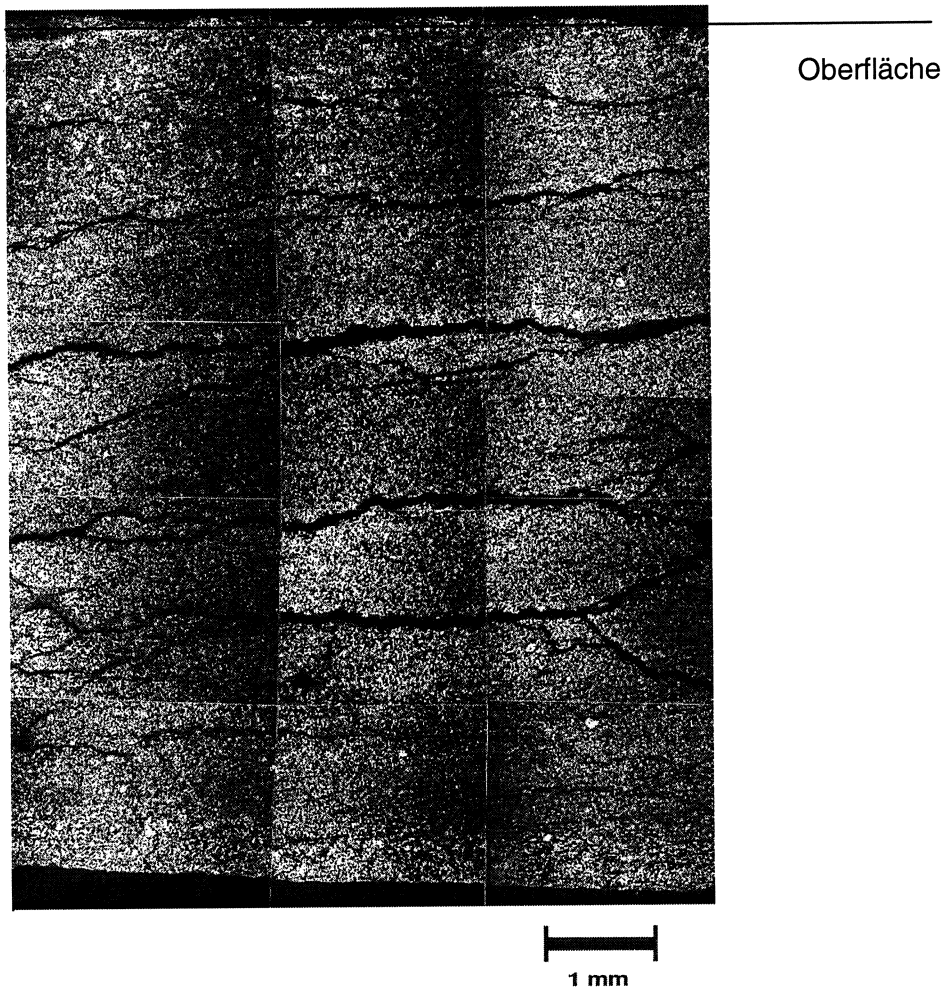
Schon nach einem 1 Jahr zeigten sich an Bohrkernen aus dem oberen und unteren Bereich der Brüstung bis in eine Tiefe von 3 ... 7 mm ähnliche Rissbilder wie in Abb. 72. Die Proben aus der mittleren Lage zeigten nur eine geringe Rissbildung. Dies dürfte darauf zurückzuführen sein, dass an dieser Position weniger Wasser zur Verfügung steht als oben und unten, wo insbesondere Schmelzwasser anfällt.

Nach 2 Jahren war die "gerissene" Oberflächenschicht, bei einigen Bohrkernen aus dem unteren Bereich vollständig abgesprengt.

Es hat sich gezeigt, dass auch in Zementsteinproben oberflächenparallele Risse in nahezu konstanten Abständen entstehen. Abb. 77 zeigt einen Schnitt durch eine Probe mit WZ = 0.8 nach 4 Frostwechseln mit Wasser als Frostmedium.

Zwischen den sichtbaren Rissen im Abstand von 1 ... 1.5 mm konnten auch bei stärkerer Vergrösserung keine weiteren feineren Risse gefunden werden. Der erste Riss lag 0.25 mm unter der Oberfläche. Ähnliche Ergebnisse zeigten Proben mit WZ = 0.4 und 0.5, wobei dort die Distanz zwischen den Rissen mit 2 ... 3 mm etwas grösser war.

Abbildung 77: Oberflächenparallele Risse in Zementstein (WZ=0.8) nach 4 Frostwechseln (konfokal, Beobachtungsrichtung parallel, ohne Imprägnierung)



5. Untersuchungen am Bauwerk

Entsprechend den Projektzielen wurden einige Untersuchungen am Bauwerk durchgeführt. Vor allem ging es darum, den Temperaturverlauf und die Eisbildung in der Oberflächenschicht zu erfassen.

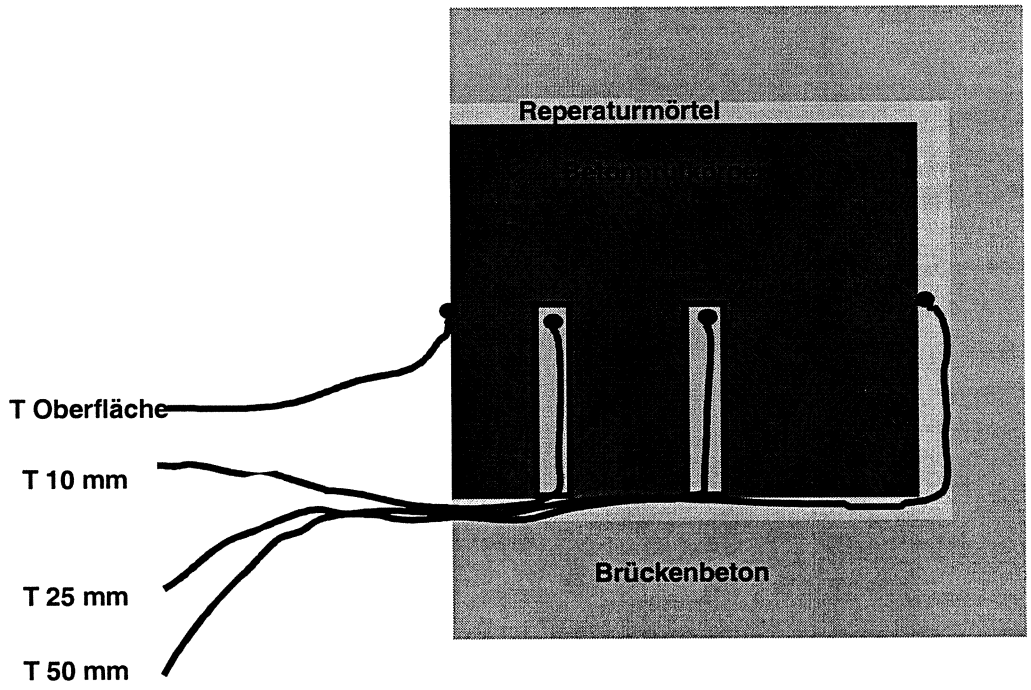
Wie in der Einleitung erwähnt, wurden alle Untersuchungen an der Hundwilertobelbrücke im Kanton Appenzell Ausserrhoden vorgenommen. Die Brücke liegt auf einer Höhe von 900 m über Meer. Sie wurde ausgewählt, da die Brüstungen schon nach ein paar Wintern relativ viele Ablösungen über grossen Zuschlagskörnern zeigte, die auf eine entsprechende Frost-Tausalzbeanspruchung zurückzuführen waren.

Dem Tiefbauamt des Kantons Appenzell AR, welches die Untersuchungen bewilligte und tatkräftig unterstützte, sei an dieser Stelle ein grosser Dank ausgesprochen.

5.1 Methoden und Prüfkörper

Der Temperaturverlauf in der Oberflächenschicht der Brüstungen wurde mit Thermoelementen (Ni-Cr-Ni) gemessen, die in Bohrkernen d = h = 50 mm aus Beton 2 gemäss Abb. 78 montiert wurden. Die Bohrkerne wurden dann in Bohrlöcher an der Brückenbrüstung versetzt und mit Reparaturmörtel fixiert.

Abbildung 78: Messanordnung Temperaturverteilung in situ



Gemessen wurde an beiden gegenüberliegenden Brüstungen nahe beim südlichen Widerlager, gegen die Fahrbahn in der Mitte des senkrechten oberen Teils und im abgeschrägten Sockelbereich sowie in Brüstungsmitte auf der Aussenseite.
Zusätzlich wurden auch die Lufttemperatur und die relative Luftfeuchtigkeit gemessen.
Zur Erfassung der Eisbildung wurde die Ultraschallaufzeit nach dem in Kap. 4.3 beschriebenen Verfahren ermittelt. Die Messstrecke war 14 cm lang (Rand-Rand) und lag in der Nähe einer Temperaturmessstelle.

Schliesslich wurde der Feuchtigkeitsverlauf an einem Betonwürfel gemessen, der beim Brückenwiderlager gelagert war. Dazu wurde eine Feuchtigkeitssonde in einem Bohrloch von 18 mm Durchmesser positioniert. Das Bohrloch war 10 mm unter der Oberfläche luftdicht verschlossen. Alle Messwerte wurden mit einem Datalogger alle 5 ... 10 Minuten automatisch gespeichert und mit einem PC ausgewertet.

5.2 Ergebnisse und Folgerungen

Die Temperaturmessungen zeigten, dass innerhalb des Betons nur sehr kleine Temperaturgradienten auftraten. Die Differenz zwischen der Oberflächentemperatur und jener in 25 mm Tiefe betrug im Mittel nur 0.2°C bei einem Maximalwert von 1.6°C. Sie war etwas grösser bei der Erwärmung als beim Abkühlen, insbesondere wenn diese durch direkte Sonneneinstrahlung erfolgte.

Demgegenüber ergaben sich grosse Unterschiede zwischen dem Temperaturverlauf in der Luft und an der Betonoberfläche. Insbesondere die Sonneneinstrahlung (Intensität, Einfallwinkel, Dauer) spielt eine entscheidende Rolle für die lokalen Temperaturverlauf an der Betonoberfläche. Bei grossen Temperaturunterschieden ergeben sich, besonders auch in Anbetracht der relativ hohen Luftfeuchten im Winter häufig Phasen, wo der Taupunkt der Luft an der Betonoberfläche unterschritten wird (Kondensation).

Die Abb. 79 und 80 zeigen die Maximal- und Minimaltemperaturen in der Luft und im Beton, die im Winter 96/97 gemessen worden sind. Die Temperaturen an den einzelnen Mess-Stellen unterschieden sich nur sehr geringfügig voneinander; aufgetragen sind deshalb die absoluten Maximal - und Minimalwerte.

Die Lufttemperaturen eines Tages schwankten im Mittel um 7°C bei einem Maximalwert von 15°C, während an der Betonoberfläche die mittlere tägliche Temperaturschwankung nur 3°C betrug, der Maximalwert 7°C. Dementsprechend ergaben sich an der Luft mit –0.6°C/h (Max –2°C/h) und +1.4°C/h (Max + 4.6°C/h) wesentlich höhere Gefrier- und Auftaugeschwindigkeiten beim 0°C-Durchgang als an der Betonoberfläche mit –0.3°C/h (Max –0.5°C/h) resp. +0.9°C/h (Max +3.4°C/h).

Schliesslich wurden an der Betonoberfläche in der Messperiode nur 20 Frostwechsel gemessen gegenüber 40 Frostwechseln an der Luft.

Abbildung 79: Tägliche Maxima und Minima der Lufttemperatur

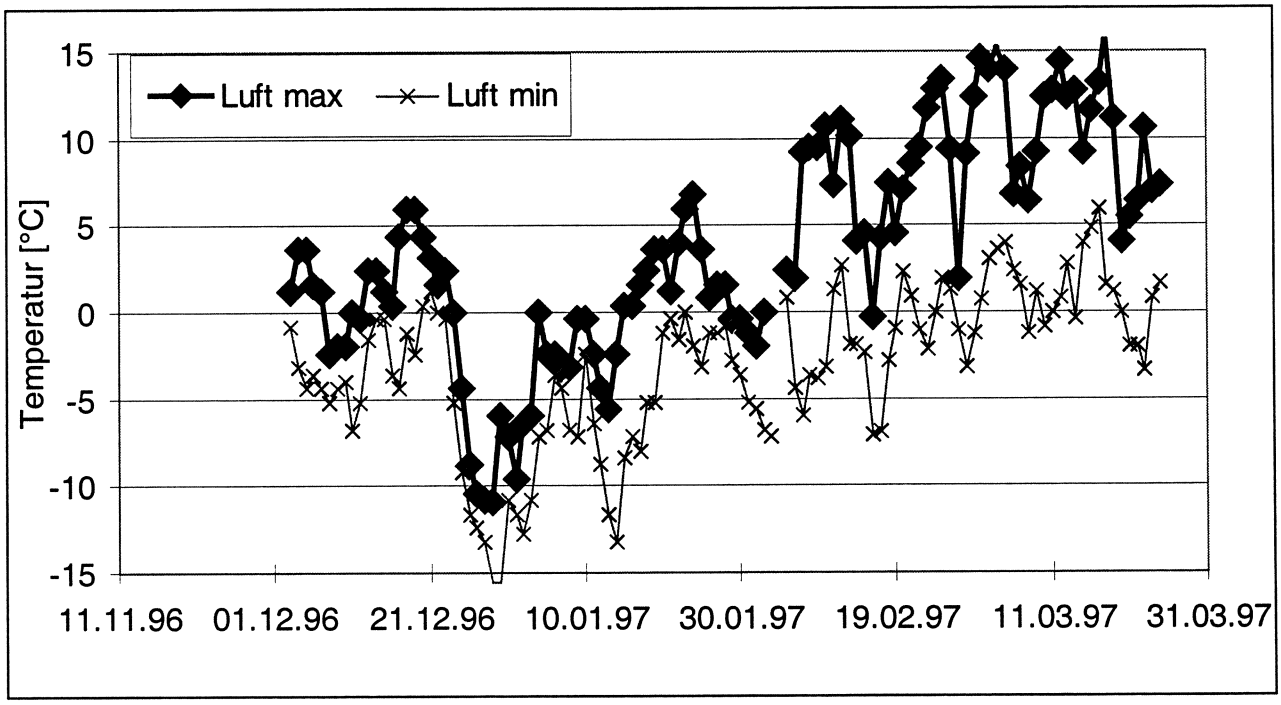
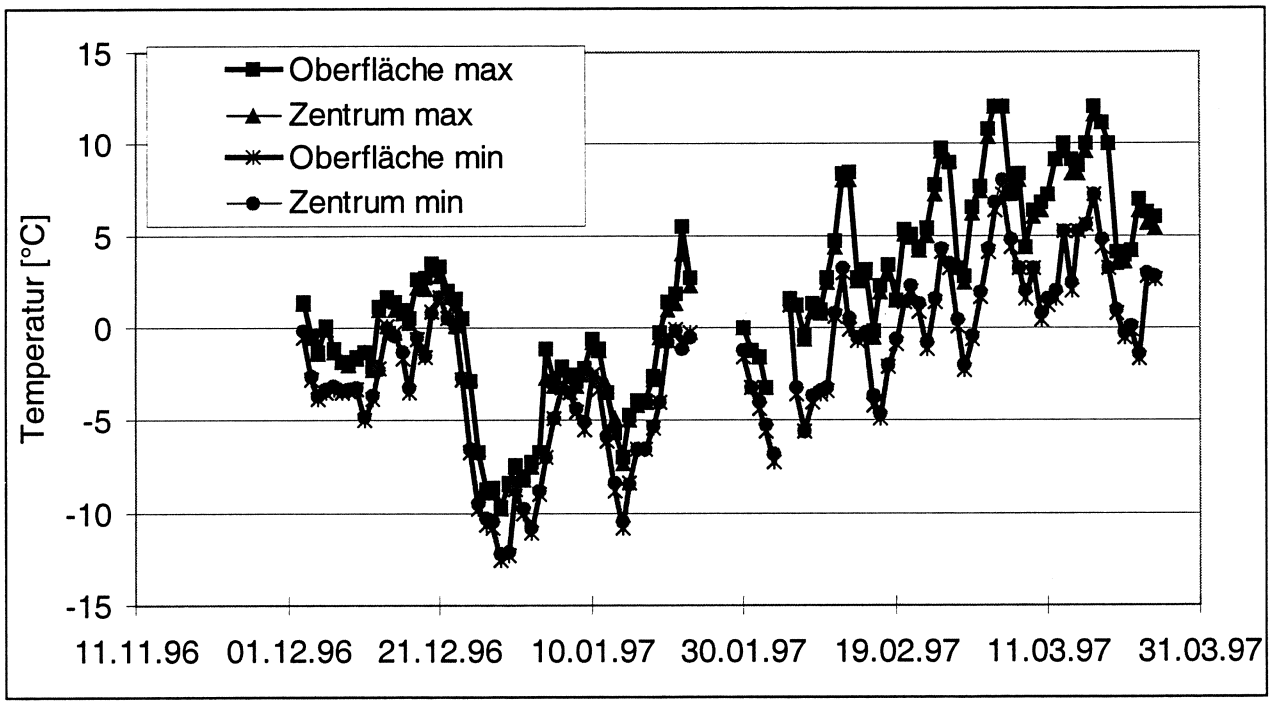
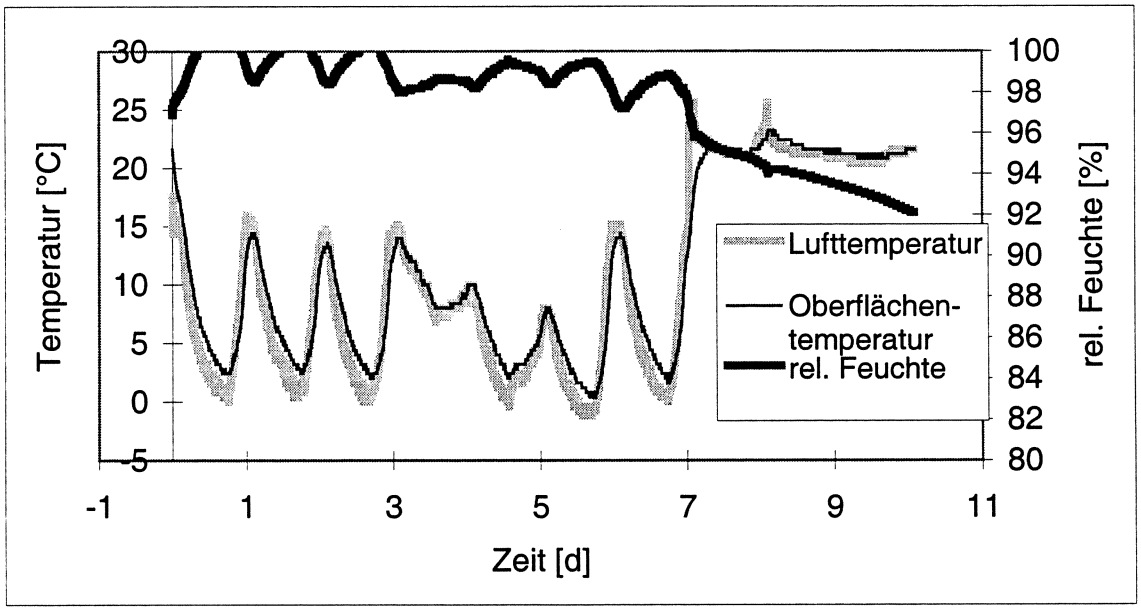


Abbildung 80: Tägliche Maxima und Minima der Betontemperatur an der Oberfläche und in 25 mm Tiefe (Zentrum)



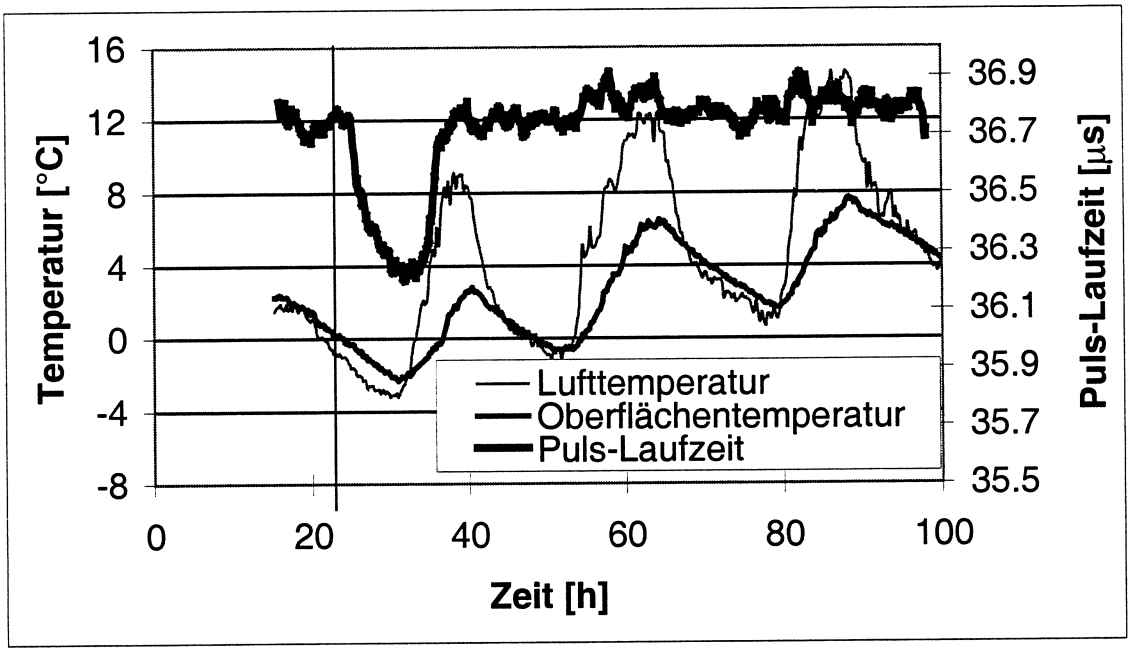
Die relative Luftfeuchtigkeit war wie erwartet während des ganzen Winters sehr hoch (beinahe 100 %). Die Feuchtigkeit im Innern des Würfels variierte gegenläufig zur Temperatur in einem Bereich von 100 ... 98 % und fiel erst nach einer längeren wärmeren Periode auf Werte unter 95 % (s. Abb. 81).

Abbildung 81: Temperatur und relative Feuchte in einem Betonwürfel (Lagerung in situ, Messbeginn 98-02-13 T 14.00)



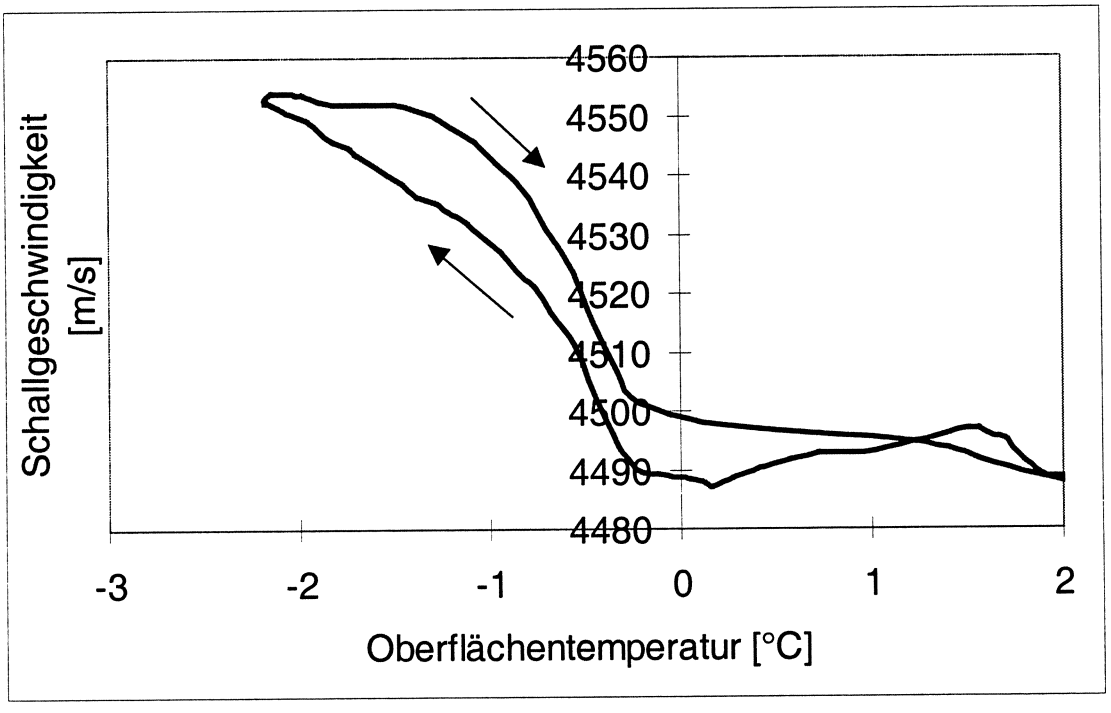
Die Ultraschallmessungen erfolgten aus technischen Gründe nicht kontinuierlich über längere Perioden, sondern wurden kurzfristig bei günstig erscheinenden Wetterlagen durchgeführt. Das Ergebnis einer "erfolgreichen" Messung ist in den Abb. 82 und 83 dargestellt.

Abbildung 82: Zeitlicher Verlauf der Temperatur und der Ultraschalllaufzeit in situ



In Abb. 82 ist der zeitliche Verlauf der Luft- und Oberflächentemperatur sowie der Ultraschall-Laufzeit aufgezeichnet. Die Messung wurde an einem regnerischen Morgen gestartet und dauerte 4 Tage. In der ersten Nacht fielen die Temperaturen deutlich, in der zweiten nur noch knapp unter den Gefrierpunkt. Ausser am ersten Tag fiel kein Niederschlag.
Die Ultraschall-Laufzeit fiel beim 0°C-Durchgang der Oberflächentemperatur in der ersten Nacht deutlich ab, stieg beim Auftauen wieder auf den ursprünglichen Wert und blieb über den Rest der Messperiode konstant.

Abbildung 83: Schallgeschwindigkeit in Funktion der Oberflächentemperatur (1. Frostwechsel Abb. 82)



Wie die daraus abgeleitete Temperatur-Schallgeschwindigkeitskurve auf Abb. 83 zeigt, stimmen die Messergebnisse qualitativ sehr gut mit jenen der Laboruntersuchung (s. Kap. 4.3) überein.

Der Anstieg der Schallgeschwindigkeit ist auf eine Eisbildung in der Oberflächenschicht zurückzuführen, die bei 0°C ohne Anzeichen einer Unterkühlung einsetzt.
Dieses Fehlen von Unterkühlungen wurde in sämtlichen Messungen festgestellt. Offenbar scheinen in situ immer genügend Eiskeime (oder Vibrationen) vorhanden zu sein, z.B. in Form von Aerosolen, Schneeresten oder Reifbildung.

6. Schadensmechnismen bei der Frost-Tausalzbeanspruchung von Beton

Die in den vorangehenden Kapiteln (4 und 5) beschriebenen und diskutierten Untersuchungen zu den Vorgängen bei der Frost-Tausalzbeanspruchung von Beton ergaben sehr konsistente Resultate. Die Ergebnisse der verschiedenartigen Messmethoden stimmen in allen wesentlichen Punkten überein. Da zudem keine prinzipiellen Unterschiede zwischen Versuch und Praxis bestehen, war es möglich, ein allgemeingültiges Modell abzuleiten, das es erlaubt zu beurteilen, "welche der möglichen Schadensmechanismen (s. Kap. 3.3) bei der Forst-Tausalzbeanspruchung von Beton unter den Bedingungen in der Prüfung und am Bauwerk eine massgebende Rolle spielen" (Projektziel 1).

Die Untersuchungen belegen eindeutig, dass die Frostbeanspruchung nur dann zu einer Schädigung führt, wenn die Poren über den sogenannten kritischen Wert hinaus gesättigt sind. Dazu ist es notwendig, dass die Betonoberfläche unmittelbar vor dem Gefrieren mit Wasser oder einer wässrigen Salzlösung in Kontakt ist. Beim heute üblichen Konstruktionsbeton reicht hohe Luftfeuchtigkeit allein im allgemeinen nicht dazu aus um in der Oberflächenschicht den kritischen Sättigungsgrad zu erreichen. Das Modell setzt deshalb voraus, dass der Beton durch kapillare Flüssigkeitsaufnahme vollständig gesättigt ist.

Die Untersuchungen zeigen weiter, dass die Eisbildung an der Oberfläche beginnt und dass sich eine Eisfront bildet, die ins Porensystem eindringt (siehe Kapitel 4.1). Im Modell wird deshalb eine isolierte Initiierung der Eisbildung im Innern des Betons ausgeschlossen.

Schliesslich lässt sich aus den Untersuchungen ableiten, dass sich die Schädigung des Betons durch die Frost-Tausalzbeanspruchung nicht auf einen einzigen Mechanismus zurückführen lässt, sondern dass immer eine Kombination verschiedener Mechanismen zu den Schäden führt. Die Unterschiede zwischen den verschiedenen Prüfmethoden und zwischen diesen und dem Verhalten des Bauwerksbetons ergeben sich daraus, dass je nach den Randbedingungen andere Mechanismen dominieren.

Aus den vorliegenden Erkenntnissen lässt sich das Gefrieren und Auftauen der Porenflüssigkeit in fünf Phasen aufteilen, die sich durch die jeweils dominanten Schadensmechanismen unterscheiden und einem bestimmten Temperaturbereich zugeordnet werden können.

6.1 Fünfphasenmodell des Gefrier- und Auftauvorganges in der Porenflüssigkeit

1. Phase: Beginn der Eisbildung, Temperaturbereich 0°C – 5°C

Die Eisbildung wird an der Oberfläche durch sogenannte Eiskeime initiiert. Als Eiskeime kommen Eis, Schnee und Reifkristalle oder in der Flüssigkeit beim unterschreiten des Gefrierpunktes spontan gebildete Eispartikel genügender Grösse (=homogene Eisbildung) resp. feste Teilchen, Aerosole oder Teile einer festen Oberfläche (=heterogene Eisbildung) in Frage. Wesentlich für die Schadensbildung in dieser Phase ist die Eisbildungsrate und die Geschwindigkeit des Kristallwachstums. Je höher diese sind, desto grösser wird der hydraulische Druck, der durch die Verdrängung von Porenflüssigkeit bei der Eisbildung entsteht. Kritische Werte werden praktisch nur dann erreicht, wenn die Porenflüssigkeit beim Gefrieren unterkühlt ist. Auch infolge Salzsegregation bei der Eisbildung gefriert ein Teil des Porenwassers so als ob es unterkühlt wäre.

Dominanter Schadensmechanismus: Hydraulischer Druck durch Verdrängung von Porenflüssigkeit bei rascher Eisbildung (=> Modell von Powers)

2. Phase: Eindringen der Eisfront, Temperaturbereich 0°C bis - 10°C

Wenn die Eisbildung einmal initiiert ist, gefriert die Porenflüssigkeit entsprechend der Beziehung zwischen Gefrierpunkt und Porengrösse resp. Salzkonzentration weiter. Es bildet sich eine Eisfront, die ins Porensystem eindringt. Die Salzkonzentration kann durch Salzsegregation lokal erhöht werden.

Dabei können ebenfalls Unterkühlungen auftreten, wenn grobe Poren nur über feinere Poren einen direkten Zugang zu bereits bestehendem Eis besitzen. Dies gilt insbesondere für die Randzonen im Zementstein rund um grobe Zuschlagskörner oder das Porensystem von frostgefährdeten Zuschlagskörnern.

Dominanter Schadensmechanismus: Hydrostatischer Druck durch Volumenzunahme um 9% bei der Eisbildung (=> Modell geschlossener Behälter)

3. Phase: Umverteilung von Porenflüssigkeit, Temperaturbereich zwischen -5°C und Minimaltemperatur

Durch die Eisbildung wird das Gleichgewicht in der Porenflüssigkeit gestört. Infolge des tieferen chemischen Potentials von Eis strömt Porenflüssigkeit aus den angrenzenden feineren Poren oder Porenbereichen mit unterkühlter Porenlösung zum bereits in den gröberen Kapillarporen oder Eingängen zu Luftporen gebildeten Eis und gefriert dort.

Den gleichen Effekt haben auch die Aufkonzentration der Salzlösung (=> Osmose) vor der Eisfront und der Umstand, dass die thermische Volumenreduktion des Eises wesentlich stärker ist als jene des Porenraumes. Nach Durchschreiten des Temperaturminimums schmilzt die Porenlösung in den feineren Poren zuerst, was eine weitere Umverteilung ermöglicht.

Dominanter Schadensmechanismus: Hydrostatischer Druck bei der Eislinsenbildung (=> Modell von Everett)

4. Phase: Auftauen, Temperaturbereich Minimaltemperatur bis 0°C

Durch die Umverteilung der Porenflüssigkeit wurde der durch die thermische Kontraktion des Eises bei der Abkühlung entstandene zusätzliche leere Porenraum wieder mit Eis gefüllt.
Bei der Erwärmung dehnt sich das Eis in den gröberen Poren stärker aus als der Porenraum wodurch sich ein hydrostatischer Druck entwickelt. Dieser wird umso grösser, je tiefer die Minimaltemperatur im Frostwechsel und je stärker die Umverteilung der Flüssigkeit in der 3. Phase war.

Dominanter Schadensmechanismus: Hydrostatischer Druck durch die thermische Ausdehnung des Eises in den Poren (=> Modell von Grübl)

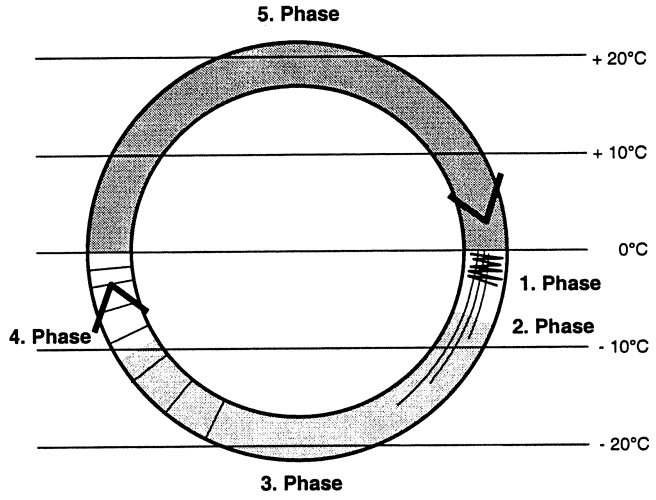
5. Phase: Flüssigkeitsaufnahme, Temperatur >0°C

In der Tauphase können die beim Frostwechsel neu entstandenen Hohlräume (Risse usw.) respektive der durch Aufweitung geschaffene zusätzliche Porenraum wieder mit Wasser gefüllt werden. Dadurch wird der lokale Sättigungsgrad gerade an diesen "kritischen Stellen" erhöht und die Voraussetzung dafür geschaffen, dass die Wirkung eines weiteren Frostwechsels verstärkt wird.
Diese Phase bewirkt selbst keine Schäden, ist aber für den weiteren Schadensverlauf ausschlaggebend.

Schematische Darstellung des Schadensmodells

Zur Schadensbildung tragen alle fünf Phasen bei. Im Laufe eines Frostwechsels (mit Tauphase) und ausreichend tiefer Minimaltemperatur werden so bei jedem Frostwechsel alle Phasen durchlaufen (s. Abb. 84). Mit zunehmender Schädigung kann sich der Einfluss einzelner Phasen verstärken. So wird zum Beispiel die Volumenausdehnung des Wassers in Mikrorissen bei der Phasenumwandlung zu Eis mit zunehmeder Anzahl Frostwechsel eine immer wichtigere Rolle bei der Schädigung spielen.

Abbildung 84: Qualitatives Fünf-Phasen-Schadenmodell



6.2 Diskussion des Modells

Wie einleitend erwähnt, basiert das Modell auf den Ergebnissen der Laboruntersuchungen. Die entsprechenden Überlegungen werden im folgenden diskutiert.

Die grundsätzliche Erkenntnis, dass bei einer Frost-Tausalzbeanspruchung und genügender Minimaltemperatur alle vier Phasen unter dem Gefrierpunkt (Phasen 1-4) zur Schädigung beitragen ergibt sich aus den Längenänderungsmessungen. Sie haben gezeigt, dass während des gesamten Gefrier- und Auftauvorganges Dehnungen auftreten. Diese Dehnungen können nur auf eine Vergrösserung des Porenraumes entweder durch Neubildung von Rissen oder durch eine Aufweitung bestehender Poren, zurückgeführt werden.

Der Umstand, dass unter ca. –6°C keine akustischen Emissionen gemessen werden, steht nur scheinbar im Widerspruch zu dieser Aussage. Aufgrund der wirksamen Mechanismen ist zu erwarten, dass sich die Schäden in der 3. und 4. Phase "langsam" bilden und dass sie homogen über das ganze Zementsteinvolumen verteilt sind und deshalb keine messbaren akustischen Emissionen verursachen.

Dass im Temperaturbereich von -10°C bis -20°C Schäden entstehen wird dadurch gestützt, dass in den analogen Normverfahren (SIA, CDF, SST) eine Abhängigkeit der Ablösungsmenge von der Minimaltemperatur der Frostwechsel festgestellt worden ist (Lit. 33).

Die Abhängigkeit der Ablösemenge von der Minimaltemperatur lässt sich mit dem Modell erklären. Mit abnehmender Minimaltemperatur wird vorerst die zusätzlich gebildete Eismenge in der 2. und 3. Phase aber auch die thermische Ausdehnung des Eises in der 4. Phase und damit der hydrostatische Druck in den "geschlossenen Behältern" grösser. Unter –20°C wird kaum noch zusätzliches Eis gebildet (Erst wieder bei -40°C durch homogene Eisbildung!) und die Temperaturabhängigkeit der Ablösungsmenge verschwindet weitgehend.

Das Ausmass der Schadensbildung in der 3. und 4. Phase ist davon abhängig, welche Menge Flüssigkeit bei den entsprechenden Temperaturen im Porensystem noch vorhanden ist und transportiert werden kann. Günstige Bedingungen dafür ergeben sich aus einem hohen Gelporenanteil oder Porensystemen in denen lokale Unterkühlungen des Porenwassers infolge schlecht miteinander vernetzten Kapillarporenbereichen auftreten.

Wie die Versuche mit Temperaturzyklen unter dem Gefrierpunkt (Kap. 3.4.3.1) gezeigt haben, dürften die Schäden aus der 3. und 4. Phase allerdings nur dann weiter wachsen, wenn dem Porensystem von aussen neue Flüssigkeit zugeführt wird.
Dass es zur Schadensbildung eine Tauphase mit Flüssigkeitsaufnahme braucht wird übrigens auch dadurch bestätigt, dass in den analogen Normverfahren keine Ablösungen entstehen, wenn keine Frostmediumsschicht auf der Prüfoberfläche vorhanden ist.

6.3 Einfluss der Zuschlagkörner und der Kontaktzone Zuschlag-Matrix

Bei groben Abplatzungen und den (meist) oberflächenparallelen Rissen handelt es sich um makroskopische Schäden im Betongefüge, bei welchem die Randzonen des Zementsteins um die grossen Zuschlagskörner und diese selbst (siehe Abbildung 85) eine entscheidende Rolle spielen.

Abbildung 85: Frost-Tausalzschaden infolge unbeständiger Zuschlagkörner

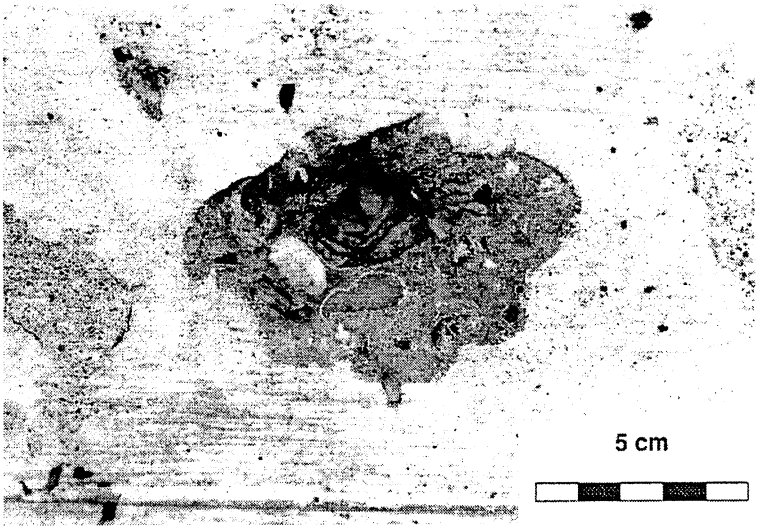
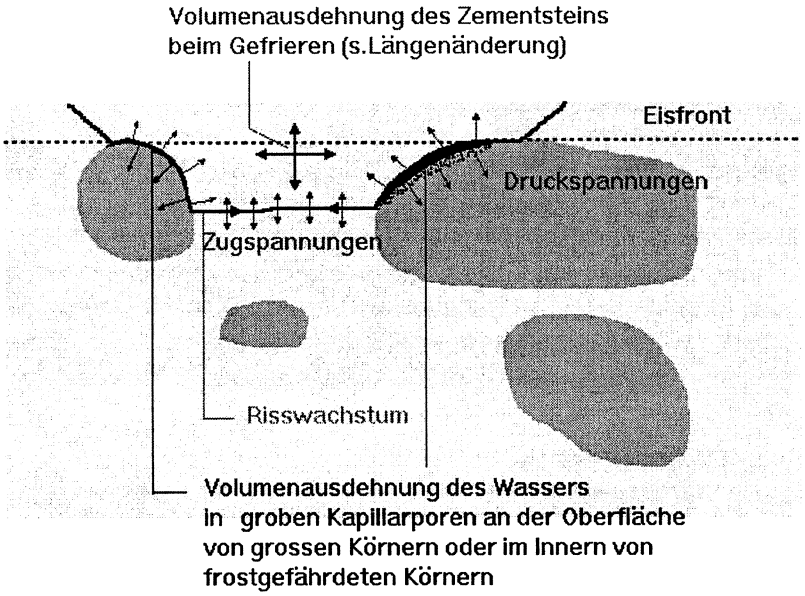


Abbildung 86: Modellvorstellung für die Rissbildung infolge von Frostwechseln



In Abb. 86 wird ein möglicher Mechanismus für die Entstehung einer grossen Abplatzung vorgeschlagen. Die Situation entspricht jener von Abb. 72.

Der Mechanismus geht davon aus, dass die relativ hochporösen Randzonen des Zementsteins rund um Zuschlagskörner oder die Poren im Innern von frostgefärdeten Körnern mit Wasser gefüllt sind, das beim Vordringen der Eisfront bis zu diesen kritischen Zonen spontan gefriert. Dadurch entstehen senkrecht zu den Kornoberflächen Druckspannungen, die eine Rissbildung bewirken und damit Abplatzungen entstehen.

Die volumetrische Ausdehnung des oberflächennahen Zementsteins beim gefrieren der Porenflüssigkeit unterstützt diesen Prozess.

Das Auftreten von Abplatzungen wäre nach dieser Vorstellung umso wahrscheinlicher

- je mehr frostgefährdete Körner der Zuschlag enthält
- je poröser die Kontaktzone zwischen Zuschlag und Zementmatrix ist
- je durchlässiger der Zementstein ist
- je stärker sich der Zementstein beim gefrieren ausdehnt.

Bei der Bildung von groben Abplatzungen spielt die Zementsteinqualität und der Luftporengehalt demnach ebenfalls eine Rolle.

Die Bildung von oberflächenparallelen Rissen in Zementsteinproben (kein Zuschlag!) kann so nicht stichhaltig erklärt werden.

6.4 Einfluss des Tausalzes

Die Anwesenheit von Tausalzen beziehungsweise deren Konzentration kann in diesem Modell sowohl positive als auch negative Folgen für die Wirksamkeit der einzelnen Phasen haben.

In der 1. Phase (Beginn der Eisbildung) führen geringere Salzkonzentrationen zu einer Verminderung von Segregationseffekten, da der Unterschied zwischen Gefrierpunkt des reinen Wassers und der Salzlösung klein wird. Bei hohen Salzkonzentrationen wäre dieser Unterschied gross, jedoch ist zu erwarten, dass der Eisbildungsvorgang eher kontinuierlich (mit kleinen Eisbildungsraten) abläuft. Bei hohen Salzkonzentrationen dürfte auch die Wahrscheinlichkeit des Auftretens von Unterkühlungseffekten kleiner werden (Ionen als Eisbildungskeime).
Ist jedoch die Salzkonzentration in der Porenlösung gering, die aufliegende Lösung jedoch hoch konzentriert (In situ zum Beispiel nach Niederschlag und anschliessender Tausalzanwendung Lit. 44), dann können grosse Unterkühlungen des Porenwassers im Beton auftreten.

In der 2. Phase (Eindringen der Eisfront) ergibt eine geringere Salzkonzentration eine geringere Sättigung des Betons (Sättigungsdampfdruck!). Die Eisbildungsphase (Phase 1) und die Eindringphase (Phase 2) sind bei geringer Salzkonzentration zeitlich voneinander getrennt (siehe Kap. 4.4.1.2) was zu einer geringeren Beanspruchung führt. Die Eisfront dürfte in diesem Fall auch langsamer eindringen, da zuerst nur die Porenlösung in wenigen zusammenhängenden groben Poren gleichzeitig gefriert. Bei einer hohen Salzkonzentration fältt diese zeitliche Trennung weg.
Eine Konsequez der Salzsegregation ist, dass sich vor der eigentlichen Eisfront die Salzkonzentration erhöht. Bei hohen Salzkonzentrationen in der Porenlösung können, wie die Kalorimetriemessungen zeigen, sogar eutektische Konzentrationen vor der Eisfront erreicht werden, so dass der Anteil an gefrierbarem Wasser oberhalb der eutektischen Temperatur (-21.2°C) stark abnimmt.

In Phase 3 (Umverteilung von Porenflüssigkeit) dürfte eine hohe Salzkonzentration den Prozess infolge Osmose beschleunigen. Gleichzeitig steht aber für diesen Prozess infolge der tieferen Gefrier- und Schmelzpunkte weniger Zeit zur Verfügung. Die Gefrierperiode ist kürzer.

Die Auftauphase (Phase 4) wird ebenfalls wesentlich von der Salzkonzentration beeinflusst. Geringere Temperaturdifferenzen (infolge des tieferen Schmelzpunktes) bei höheren Salzkonzentrationen bedeuten geringere thermische Dehnungsunterschiede zwischen Poreneis und Zementmatrix.

Während der Wiedersättigungsphase (Phase 5) ist bewirkt eine höhere Salzkonzentration einen grösseren (Wasser-) Sättigungsgrades infolge Osmose und des geringeren Dampfdrucks.

Die Summe aller erwähnter Effekte führt dazu, dass bei einer 3..5 Masse-%-igen Kochsalzlösung die höchste Belastung für Beton resultiert.

6.5 Einfluss der Luftporen

Der positive Einfluss der Luftporen wird vor allem in der ersten und zu Beginn der zweiten Phase wirksam. Dabei spielt auch die räumliche Verteilung der Luftporen eine wichtige Rolle. Die Wirkung der Luftporen ist lokal und besteht darin, dass sie den hydraulischen Druck bei der ersten schnellen Eisbildung im groben Kapillarporensystem vermindert und dadurch verhindert wird, dass sich dieses aufweitet. Damit kann sich die Flüssigkeitsaufnahme in der 5. Phase und das Eindringen der Eisfront in der 1. und 2. Phase eines weiteren Frostwechsels nicht verstärken, was auch die Schadensentwicklung hemmt.

In der dritten Phase wird Wasser aus den feineren Poren zum Eis in den gröberen Poren transportiert, also auch zu den Luftporeneingängen. Ein Teil des transportierbaren Wassers wird so dem Kapillarporensystem entzogen (Verringerung des Sättigungsgrades) und kann in den Luftporeneingängen weder durch seine Volumenvergrösserung beim Phasenübergang noch seine thermischen Eigenschaften eine Schädigung des Gefüges verursachen. Allerdings kann das in den Luftporeneingängen gebildete Eis diese auch verstopfen und unwirksam machen. Dies kann erklären, weshalb in gewissen Fällen trotz hohen Luftporengehalten bei tiefen Minimaltemperaturen in den Schnellbewitterungsverfahren Ablösungen entstehen können.

Auch der Nachtransport von Wasser in die Tauphase wird infolge der die Kapillarwirkung unterbrechenden Luftporen verlangsamt.

Die Erfahrung aus der Praxis zeigt, dass infolge nicht frostbeständiger Körner oder ungenügendem Interface zwischen Zuschlag und Zementmatrix makroskopische Schäden auch dann auftreten können, wenn im restlichen Zementstein genügend Luftporen vorhanden sind. Das Wasser in diesen lokalen Defekten gefriert wie in einem geschlossenen Behälter. Es stehen lokal zuwenig Luftporen zur Verfügung um das infolge der Volumenzunahme beim Phasenübergang gebildete Überschusswasser aufzunehmen.

Selbst ein hoher Frost-Tausalzwiderstand eines Betons genügt deshalb nicht um die Schadensbildung bei lokalen Fehlstellen zu verhindern. Hingegen werden diese Schäden bei frosttausalzbeständigem Beton an einem kontinuierlichen Weiterwachsen in tieferliegende Betonschichten gehindert.

TEIL II SCHADENSBILDUNG IN SITU UND QUALITATIVER VERGLEICH DER METHODEN ZUR BEURTEILUNG DER FROSTTAUSALZBESTÄNDIGKEIT VON BETON IN BEZUG AUF IHRE PRAXISRELEVANZ

7. Schadensbildung in situ

Die Frost-Tausalzbeanspruchung ist eine der häufigsten Ursachen von Betonschäden an Bauten in Strassennähe. Zuerst trat das Problem bei den Betonbelägen auf, welche direkt dem Tausalz ausgesetzt sind. Durch Einführung von „künstlichen" Luftporen und durch konsequente Qualitätskontrolle bei der Betonproduktion und während dem Einbau konnte das Problem relativ rasch gelöst werden.

Später trat es dann vor allem bei den Brückenbrüstungen auf. Im Gegensatz zu den Belägen sind diese Bauteile feingliedrig, im allgemeinen stark bewehrt und sie werden in kleinen Etappen erstellt. Dies bedeutete, dass an den Beton zwar ebenfalls sehr hohe Anforderungen gestellt, dass aber die Kontrolle vielfach vernachlässigt wurde. Die Folge waren zum Teil starke Schäden.

Typische Frost-Tausalzschäden sind auch Abplatzungen über frostunbeständigen Zuschlagkörnern. Solche Abplatzungen entstehen auch dann, wenn der Zementstein frostbeständig ist. Deshalb besteht im allgemeinen eine schlechte Korrelation zu den entsprechenden Prüfergebnissen, da in den Prüfverfahren die Beständigkeit des Zementsteins massgebend ist und die Zuschlagskörner keinen Einfluss auf das Resultat haben.

Nimmt man an, dass über allen unbeständigen Körnern der Fraktion 16/32mm die Feinmörtelschicht abgesprengt wird und die Abplatzungen im Mittel 3mm tief sind und 30mm Durchmesser haben, so ergeben sich bei einem nach Norm zulässigen Gehalt an frostgefährdeten Körnern von 5% ungefähr 40...50 Abplatzungen pro m^2, was einer Ablösungsmenge von ca. 100 g/m^2 entspricht. Ein solcher Schaden beeinträchtigt weder die Gebrauchstauglichkeit noch die Sicherheit des entsprechenden Bauteils, sondern nur dessen Aussehen.

Tiefergreifende Schäden treten nur dann auf, wenn der Zementstein nicht frostbeständig ist. Als Beispiel dafür seien die Talsperren der Dreissigerjahre erwähnt, die aus Gussbeton mit Wasserzementwerten um 1.0 und sehr niedrigem Luftporengehalt und zum Teil schon nach wenigen Jahren durch massive Bruchsteinvormauerungen auf der Luftseite geschützt werden mussten. Für modernen Konstruktionsbeton ist die Gefahr für tiefreichende Frost-Tausalzschäden gering.

Im Gegensatz zu den Schäden ist über die Frost-Tausalzbeanspruchung der Bauwerke sehr wenig bekannt. Es bestehen zwar genaue Statistiken über den Winterdienst, Zahl und Stärke der Frostwechsel in der Luft, Niederschlagsmengen, aber praktisch keine Angaben über die entsprechenden Vorgänge in der Oberflächenschicht des Bauwerksbetons.

Notwendig für die Beurteilung der Beanspruchung wären Kenntnisse über den Sättigungsgrad, die Salzkonzentration und den Temperaturverlauf des Betons. Einen entscheidenden Einfluss dürfte auch das jeweilige Mikroklima haben. Hier besteht ein grosser Forschungsbedarf!

Aus den in Kapitel 5 beschriebenen Messungen in situ ergeben sich folgende Aussagen bezüglich der Beanspruchung am Bauwerk:

1) Es ergeben sich grosse Unterschiede zwischen dem Temperaturverlauf in der Luft und denjenigen an der Betonoberfläche und in der Tiefe des Bauteils. Insbesondere die Sonneneinstrahlung (Intensität, Einfallwinkel, Dauer) spielt eine entscheidende Rolle für die lokalen Temperaturverlauf an der Betonoberfläche.

2) Bei grossen Temperaturunterschieden ergeben sich, besonders auch in Anbetracht der relativ hohen Luftfeuchten im Winter häufig Phasen, wo der Taupunkt der Luft an der Betonoberfläche unterschritten wird (Kondensation).

3) Es treten innerhalb der äusseren Betonschicht nur geringe Temperaturgradienten auf.

4) Es ergeben sich an der Betonoberfläche nur geringe Abkühl- und Auftauraten von weniger als 1°C/h. Lokal kann sich die Auftaurate infolge der Sonneneinstrahlung vervielfachen (maximal gemessener Wert 3.4°C/h).

5) Es wurden Temperaturtiefstwerte (Beton) von bis -15°C gemessen, dies jedoch immer bei länger andauernden Kälteperioden in deren Verlauf die Betontemperatur während längerer Zeit unter der Nullgradgrenze lag.

6) Die weitaus höchste Frequenz resultiert für Frostwechsel (Start über 0°C, Ende über 0°C) infolge der Abkühlung bei Nacht und der anschliessenden Erwärmung bei Tag. Bei diesen Frostwechseln werden kaum tiefere Minimaltemperaturen als -5°C erreicht.

7) Die Anzahl der Tage mit einem Frostwechsel in der Luft (Temperaturminimum unter 0°C Temperaturmaximum über 0°C) ist in der Schweiz für Höhenlagen zwischen 400 und 2000 M.ü.M. wenig abhängig von der Höhenlage und liegt bei ca. 70 bis 90 pro Jahr. Selbst Basel (268 M.ü.M.) zählt 60 Tage. Etwas weniger Tage werden im Tessin gefunden (Monte Bré 910 M.ü.M. zählt 57 Tage). Die dabei erreichten Minimaltemperaturen dürften jedoch von der Höhenlage abhängen.
Die Zahl der Eistage (Temperaturmaximum unter 0°C) ist dagegen selbstverständlich höhenlagenabhängig 14 bis 200 (Lit. 34).

8) Am Bauwerk sind genügend Eiskeimbildende Substanzen und andere Einflüsse (Vibration, Schnee/Eispartikel) vorhanden die eine Unterkühlung der Oberflächenwassers verhindern.

Anhand des in Kapitel 6 vorgestelleten Schadensmodells soll daraus abgeleitet werden, wie in situ Schäden entstehen können.

Die erste Phase des Modells ist in situ nicht entscheidend für die Schadensbildung.
Zur Entwicklung eines kritischen hydraulischen Drucks sind hohe Eisbildungsraten und ein schnelles Kristallwachstum notwendig, was nur dann eintritt, wenn die Porenflüssigkeit beim Gefrieren unterkühlt ist und die Temperatur rasch absinkt. In situ sind aber Unterkühlungen sehr unwahrscheinlich und die "Gefriergeschwindigkeit" liegt praktisch nie über –1°C/h.

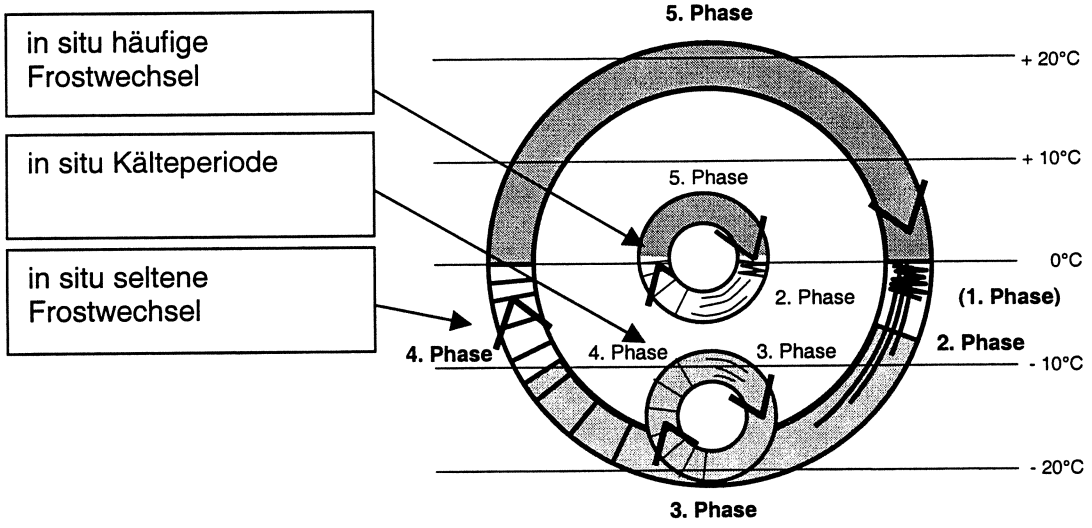
Die für die Wirksamkeit der Phasen 3 und 4 notwendigen Minimaltemperaturen werden in situ zwar erreicht, jedoch nur bei längeren Kälteperioden und daher entsprechend selten (1-2 Mal pro Jahr). Infolge der Tag/Nacht Unterschiede ergeben sich in diesen Fällen Temperaturzyklen ohne Tauphase. Wie Versuche mit Temperaturzyklen ohne Tauphase gezeigt haben (Kap. 4.4.3) , entstehen in diesem Fall jedoch keine zusätzlichen Schäden.
Bei den Frostwechseln mit Tauphase innerhalb 24h (höchste Frequenz) treten kaum je Minimaltemperaturen unter -5°C auf.

Aus der Diskussion ergibt sich, dass am Bauerk hauptsächlich die 2. und 5. Phase für die Schadensbildung wirksam sind (s. Abb 87).

Bei der zweiten Phase ist jedoch der Einfluss von lokalen Unterkühlungen infolge unterschiedlicher Porosität (frostunbeständiger Zuschlag, Interface, etc.) oder inhomogener Salzkonzentration bedeutend. Grosse Abplatzungen entstehen, wenn die Eisfront einen zusammenhängenden Bereich mit erhöhter Kapillarporosität an der Oberfläche eines grossen Zuschlagskorns oder das Porensystem eines unbeständigen Zuschlagskorns erreicht. Die Flüssigkeit in diesen flächigen Hohlräumen ist unterkühlt und gefriert deshalb sehr rasch (vgl. Kap. 4.1.4., Abb. 86).

Der Wassernachtransport (Phase 5) spielt zur Schadensbildung in situ eine entscheidende Rolle. Wird der Beton während der Tauphase nicht mit flüssigem Wasser versorgt, werden die Schäden kaum weiterwachsen. Wasser kann infolge Regen/Schneefall, Schmelzwasser oder Kondensation ausreichend zur Verfügung stehen. Dabei spielen lokale klimatische Gegebenheiten eine wesentliche Rolle.

Abbildung 87: Frost- Tausalzbeanspruchung in situ



8. Prüfmethoden

Entsprechend den verschiedenen Modellen und Vorstellungen über die Schadensmechanismen gibt es auch eine ganze Reihe verschiedener Laborverfahren zur Ermittlung der Frost-Tausalzbeständigkeit von Beton. Sie können grundsätzlich unterteilt werden in analoge und analytische Verfahren.

In den analogen Verfahren wird ein Prüfkörper unter möglichst ungünstigen Randbedingungen einer Anzahl Frostwechsel ausgesetzt und die dabei entstehenden Schäden ermittelt. Es handelt sich also im wesentlichen um Schnellbewitterungsverfahren. Die Methoden gelten als praxisnah und werden derzeit als sogenannte „Performance Tests" hoch bewertet.

In den analytischen Verfahren werden die aufgrund einer Modellvorstellung als relevant geltenden Materialcharakteristiken ermittelt und daraus das Risiko für eine Schädigung des Betons durch die Frost-Tausalzbeanspruchung abgeleitet. Die Ergebnisse sind nicht direkt übertragbar und nur zusammen mit dem Schadensmechanismus zu interpretieren. Sie werden heute (in Europa) als „deskriptiv" bezeichnet und gelten als „praxisfremd".

8.1. Analoge Prüfverfahren

Es existiert eine grosse Anzahl analoger Prüfverfahren, die sich zum Teil sehr stark unterscheiden in Bezug auf

- die Grösse und Form der Prüfkörper
- Vorbehandlung
- die Art und Anzahl der Frostwechsel
- die Art der Schadensermittlung.

Im Folgenden werden neben den in der Schweiz angewandten Methoden auch die zukünftigen europäischen Verfahren beschrieben und verglichen.

8.1.1 Analoge Normprüfverfahren

In der **Prüfung Nr. 9** der **SIA 162/1 (1989) „Frost-Tausalzverhalten"** (Lit. 9) dient „die Trockenmasse Δm_{30} der Ablösungen, die nach 30 Frostwechseln an der mit einer dreiprozentigen Kochsalzlösung versehenen Oberfläche anfallen als Mass für die Frost-Tausalzbeständigkeit des Betons".

Es handelt sich also um ein „klassisches" Schnellbewitterungsverfahren, das allerdings in der Norm nur „prinzipiell" beschrieben ist. „Die technischen Bestimmungen zur Durchführung sind in den Richtlinien der Prüfstellen geregelt".

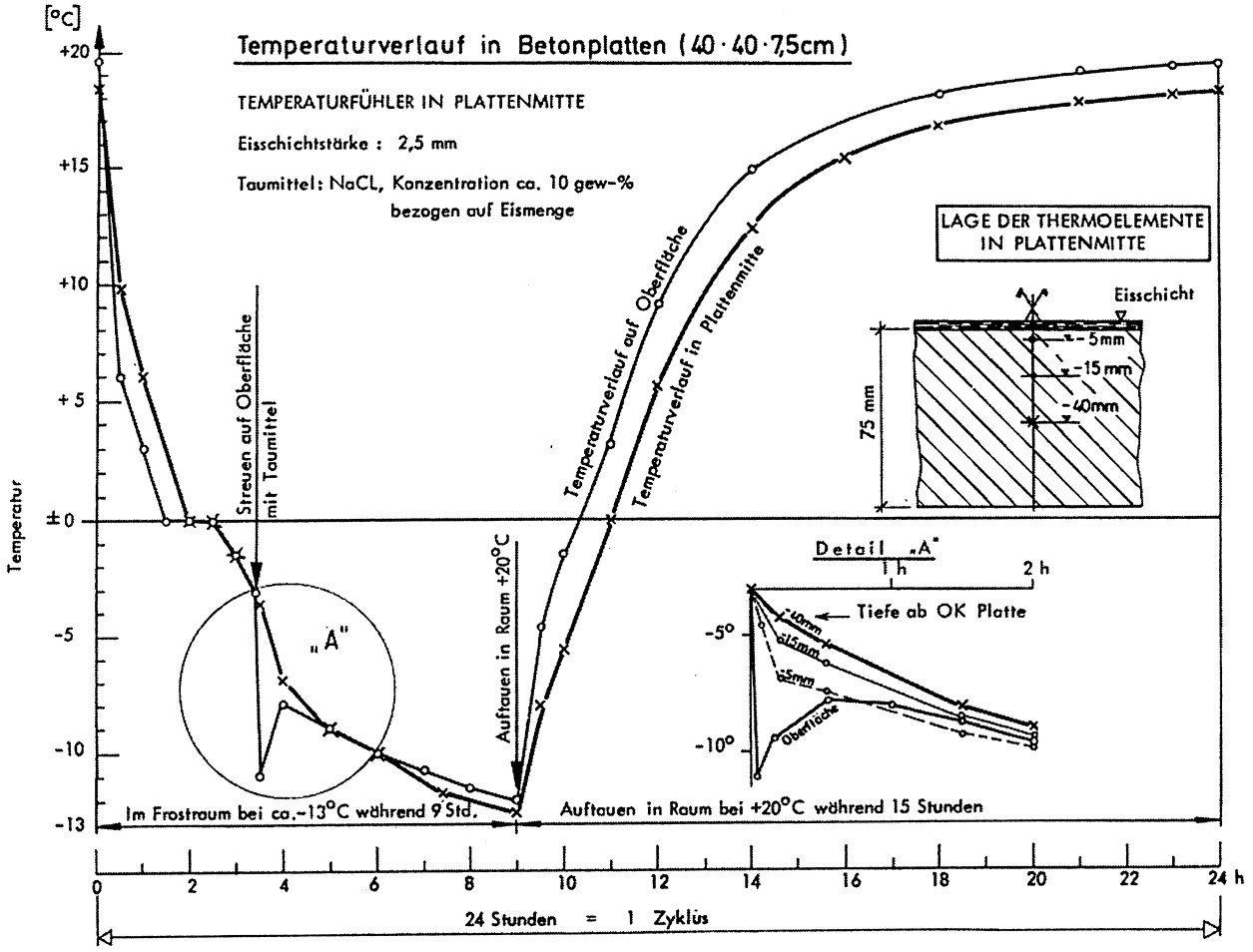
Die Prüfung Nr. 9 ist aus einem Verfahren entstanden, das vor etwa 30 Jahren an der EMPA entwickelt worden war. Alle wesentlichen Randbedingungen wie die Anzahl der Frostwechsel, die Minimaltemperatur, die vollständige kapillare Wassersättigung vor den Frostwechseln sind von diesem Verfahren unverändert übernommen worden.

> *Damals ging man davon aus, dass der Temperaturschock, der beim Auftauen einer Eisschicht durch Entzug der Schmelzwärme aus der Betonoberflächenschicht entsteht, massgeblich für das Entstehen von Frost-Tausalzschäden verantwortlich sei. Die Beständigkeit von Betonbelägen mit direkter Tausalzeinwirkung stand damals im Vordergrund. Deshalb wurde im Versuch eine etwa 2.5 mm dicke Eisschicht durch manuelles Aufstreuen von 250 g/m² Tausalz (=>10%-NaCl-Lösung) aufgetaut. Darum konnten pro Woche nur 5 Frostwechsel durchgeführt werden und wurde die* ***totale Frostwechselzahl auf 30 festgesetzt.***
>
> *Als* ***Minimaltemperatur*** *wurde anfänglich analog zur Frostbeständigkeitsprüfung nach Richtlinie 5 der Norm SIA 162 (1968) -25°C gewählt, was damals dazu führte, dass aufgrund der Prüfung kein Beton mehr als frost-tausalzbeständig*

beurteilt werden konnte. In Anlehnung an die natürlich vorkommenden Gefriertemperaturen hat man sie schliesslich auf ***-13°C festgesetzt.***

In umfangreichen Feldversuchen hat sich später gezeigt, dass in situ nur sehr geringe Temperaturschocks auftreten (Lit. 35). Zudem zeigte sich auch, dass bei der Anwendung einer 3%NaCl-Lösung als Frostmedium gleich grosse Schäden entstehen wie beim gewählten Aufstreuverfahren, dass also der Temperaturschock (s. Abb. 88) kaum eine entscheidende Rolle spielt.

Abbildung 88: Temperaturschock in Prüfkörpern



Durch die Verwendung einer Tausalzlösung als Frostmedium wurde es möglich, die Prüfung in automatisch gesteuerten Gefriertruhen durchzuführen und die Prüfdauer von 6 auf 3 Wochen zu reduzieren. Da man an den 30 Frostwechseln festhalten wollte - nur ein Parameter sollte geändert werden - entstand die ***ungewöhnliche Frostwechseldauer von 16.8 Stunden*** *(=10 Frostwechsel pro Woche).*

Im Rahmen von internationalen Vergleichsversuchen (RILEM TC 117 FDC ; CEN/TC 51/ WG12 / TG4) wurde die Prüfung Nr . 9 erneut vereinfacht und verkürzt, indem die ***Frostwechseldauer auf 12h*** *und* ***die Anzahl Frostwechsel auf 28 festgesetzt*** *wurde. In umfangreichen Untersuchungen hat sich gezeigt, dass diese Aenderungen im Verfahren das Prüfergebnis nicht beeinflussen (Lit. 33).*

Dabei hat sich auch gezeigt, dass die Messunsicherheit des Verfahrens hauptsächlich durch die Art des Sammelns der Ablösungen beeinflusst wird. Dieser Vorgang ist stark vom Laboranten abhängig. Offenbar ist dabei etwas „Gewalt" anzuwenden, da nur dann, wenn auch „versteckte" Schäden erfasst werden, eine Korrelation zur Härte der Frostwechsel besteht (Lit. 36).

Die Wiederholstandardabweichung der Prüfung Nr. 9 liegt für den Mittelwert einer Serie von 3 Prüfflächen 150/150 mm^2 aus einem Beton mit hoher Frost-Tausalzbeständigkeit
(=> $\Delta m_{28} \leq 600 g/m^2$) bei

$$\mathbf{s_r = \pm 90\ g/m^2}$$

die Vergleichsstandardabweichung bei

$$\mathbf{s_R = \pm 170\ g/m^2}$$

In den kommenden europäischen Normen werden wahrscheinlich 3 verschiedene Verfahren zur Ermittlung der oberflächlichen Schäden infolge einer Frost-Tausalzbeanspruchung enthalten sein.

Zwei davon, nämlich der **Scandinavian Slab Test SST** (entwickelt von SP Borås, Lit. 37) und das **CDF-Verfahren** (entwickelt von UNI Essen, Lit. 38), entsprechen den grundsätzlichen Regelungen in der Norm SIA 162/1 für die Prüfung Nr. 9 ebenfalls, unterscheiden sich aber in einigen wesentlichen Punkten vom SIA Verfahren (s.Tabelle 6).

Tabelle 6: Vergleich der massgebenden Versuchsparameter SIA<>SST<>CDF

Parameter	"SIA" *)	SST	CDF
Vorlagerung	7d in Wasser eingetaucht	3d mit aufstehender Wasserschicht	7d in 3%NaCl-Lösung eingetaucht
Frosttruhe	luftgekühlt	luftgekühlt	flüssigkeitsgekühlt
Frostwechsel			
-Anzahl	28	56	28
-Dauer	12h	24h	12h
-Max/Min	+15°C / -15°C	+20°C / -20°C	+20°C / -20°C
-Messpunkt	Luft in Truhe	in Frostmedium	in Kühlflüssigkeit
-Frostmedium	3%-NaCl-Lösung, 3 mm aufstehend	3%-NaCl-Lösung, 3 mm aufstehend	3%-NaCl-Lösung, 10 mm eingetaucht
Prüfkörperanordnung	Rückfläche frei	Seiten- / Rückflächen wärmegedämmt	Rückfläche frei
Sammeln der Ablösungen	Abwaschen	Abwaschen	in Ultraschallbad
Beurteilungskriterium für hohe FTS-Beständigkeit	$\Delta m_{28} \leq 200 g/m^2$ oder $200 g/m^2 < \Delta m_{28} \leq 600 g/m^2$ und $\Delta M_{28} \leq \Delta M_6 + \Delta M_{14}$	$\Delta m_{56} \leq 1000 g/m^2$	$\Delta m_{28} \leq 1500 g/m^2$
Messunsicherheit (Variationskoeffizient)	$Vk_r \approx 15\%$ $Vk_R \approx 30\%$	$Vk_r \approx 17\%$ $Vk_R \approx 31\%$	$Vk_r \approx 14\%$ $Vk_R \approx 29\%$

*) entsprechend den aktuellen EMPA Richtlinien
mit Δm_{28} = totale Ablösemenge pro Flächeneinheit bis zum 28. Frostwechsel
ΔM_6 = Ablösemenge bis zum 6. Frostwechsel
ΔM_{14} = Ablösemenge zwischen dem 6. und dem 14. Frostwechsel
ΔM_{28} = Ablösemenge zwischen dem 14. und dem 28. Frostwechsel

Der Einfluss der einzelnen Unterschiede wurde in zahlreichen Untersuchungen an der EMPA abgeklärt (Lit. 39). Die wichtigsten Ergebnisse sind im Folgenden zusammengefasst.

Die **Vorlagerung** dient dazu, in den Prüfkörpern einen möglichst hohen Sättigungsgrad zu erreichen und so für die Bildung von Frostschäden möglichst günstige Voraussetzungen zu schaffen. Erfahrungsgemäss werden mit der 7-tägigen Unterwasserlagerung nach SIA in einem 50 mm dicken Prüfkörper die Hydratationsporen vollständig gefüllt: Der Prüfkörper ist homogen kapillar gesättigt.

Nach der 3-tägigen Wasseraufnahme aus einer aufstehenden Schicht wie in SST ist zwar noch keine homogene Feuchtigkeitsverteilung im Prüfkörper zu erwarten, die massgebende Oberflächenschicht ist aber ebenso stark gesättigt wie bei der SIA Prüfung. Zu Beginn der Frostwechsel hat deshalb der Unterschied in der Vorlagerung keinen Einfluss auf die Schadensbildung. Während den Auftauphasen der Frostwechsel nehmen die Prüfkörper im SST daher jedoch mehr Salzlösung auf als im SIA-Verfahren, wodurch sich die Zusammensetzung der Porenflüssigkeit und damit das Gefrierverhalten in den beiden Prüfungen unterschiedlich entwickelt.

Im CDF-Verfahren werden die 73 mm dicken Prüfkörper (SIA 50 mm) durch Eintauchen in 3%NaCl-Lösung vorgesättigt. Dadurch ergibt sich die oben beschriebene Veränderung der Porenflüssigkeit schon vor Beginn der Frostwechsel, was erfahrungsgemäss zu geringeren Ablösungsmengen führt. Während der Frostwechsel dürfte jedoch der „Zustand" der Oberflächenschicht - im Gegensatz zu SIA und vor allem zu SST - konstant bleiben.

Da die Prüfkörper jedoch nicht vollständig gesättigt sind, ist die Lösungsaufnahme während der Tauphase der Frostwechsel, wie bei SST, grösser als im SIA-Verfahren.

Die **Temperaturwechsel** und die **Prüfkörperanordnung** der drei Verfahren sind stark verschieden. Dies führt zu sehr unterschiedlichen Temperaturverläufen an der Prüffläche (s. Abb. 89), wobei die Unterschiede zwischen SST und SIA nur die „absoluten Werte" betreffen, während zwischen SST/SIA und CDF auch prinzipielle Differenzen bestehen (s.Tabelle 7).

Die Temperaturwechsel sind im CDF-Verfahren am härtesten, im SIA-Verfahren am schwächsten. Dies wirkt sich aber nicht eindeutig auf die Ablösungsmengen aus (s. Abb. 90).

Aus Abb. 90 geht hervor, dass die Unterschiede zwischen den Betonsorten und zwischen den Frostmedien in der SIA-Prüfung grösser sind als in den beiden anderen Verfahren. Da die Messunsicherheit in allen Verfahren etwa gleich gross ist, kann daraus abgeleitet werden, dass die SIA-Prüfung die beste Trennschärfe aufweisen dürfte: Die Belastung in SIA genügt offenbar, um „schlechten" Beton stark zu schädigen, in CDF und SST ist sie so hoch, dass auch „guter" Beton nicht bestehen kann.

In CDF und SST wird angestrebt, dass beim Gefrieren in den Prüfkörpern ein linearer Wärmefluss zur Oberfläche hin entsteht. In CDF ist dies gewährleistet, da der Wärmetransport über die Luft wesentlich kleiner ist als durch den Prüfkörper.

In SST werden die Seiten- und Rückflächen mit einer Styroporschicht wärmegedämmt.
Wie Abb. 89 zeigt ergibt sich daraus eine praktisch homogene Temperaturverteilung im gesamten Prüfkörper (keine Temperaturgradienten).

> *Die Wärmedämmung der Prüfkörper bewirkt auch, dass deren Wärmehaushalt stark vermindert wird. Deshalb ist es nicht möglich, den Frostwechsel auf 12 h zu verkürzen wie bei SIA und CDF.*

In der SIA Prüfung entsteht im Prüfkörper beim Gefrieren eine räumliche Temperaturverteilung, da die Rückfläche direkt von der Luft umströmt wird und damit schneller abkühlt als die Prüffläche. In der relevanten, höchstens 1 mm dicken Oberflächenschicht treten aber in allen Verfahren nur äusserst kleine Temperaturgradienten auf. Es kann deshalb angenommen werden, dass die Temperaturverhältnisse in dieser Zone in allen Verfahren ähnlich sind und dass sich der Zustand des Prüfkörperinneren nicht auf die Schadensbildung auswirkt.

Tabelle 7: Prinzipielle Unterschiede zwischen CDF-Verfahren und SST/SIA-Verfahren (Lit. 39)

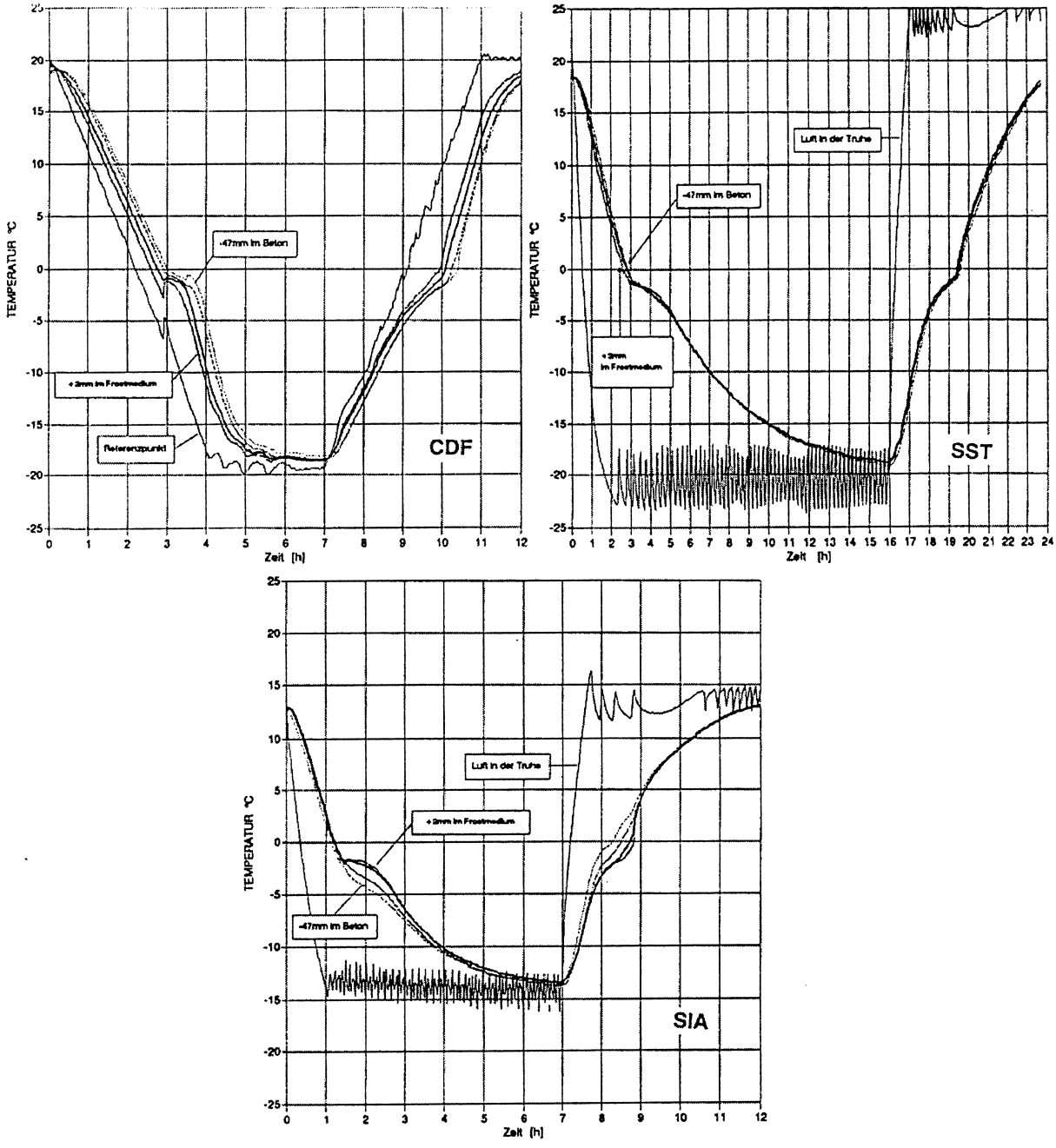
CDF-Verfahren	**SST/SIA-Verfahren**
Frostmedium gefriert vom Behälterboden aus, zuletzt bei der Prüffläche	Frostmedium gefriert zuerst bei der Prüffläche
Unterkühlung um einige °C im Frostmedium, die zufällig variiert	keine Unterkühlung
Temperaturverlauf in der Oberflächenschicht folgt jenem im Frostmedium: beim Gefrieren ist die Betontemperatur um 0.2...1.5°C höher als T(Frostmedium)	Temperaturverlauf in der Oberflächenschicht wird durch Frostmedium gebremst: beim Gefrieren ist Betontemperatur um 0...0.3°C tiefer als T(Frostmedium)
nach dem Gefrierplateau sinkt die Temperatur schneller als vorher	nach dem Gefrierplateau sinkt die Temperatur langsamer als vorher

Die **Art** wie die **Ablösungen gesammelt** werden hat einen entscheidenden Einfluss auf das Versuchsergebnis. Hier hat CDF einen Vorteil, da das Eintauchen in ein Ultraschallbad bestimmter Leistung nicht vom Laboranten beeinflusst wird und damit auch beginnende Schäden erfasst werden.

Die **Ablösungen** selbst sind in den drei Verfahren ebenfalls unterschiedlich. Die Grösse der abgelösten Teilchen nimmt in der Reihenfolge SIA - SST - CDF ab. Die entstehende Oberfläche ist entsprechend rauh in SIA, wogegen in CDF der Abtrag gleichmässig auf der ganzen Oberfäche erfolgt.

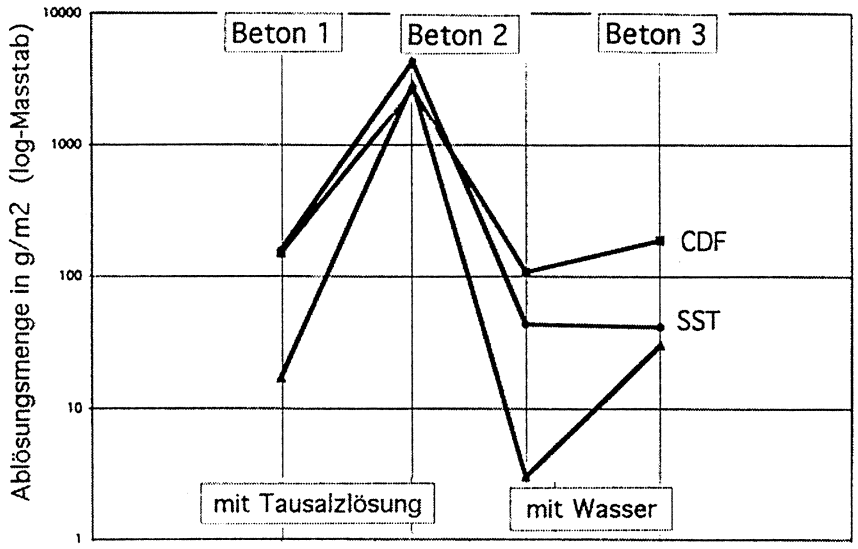
Entsprechend der Stärke der Frostbelastung sind die Grenzwerte für die Beurteilung der Frost-Tausalzbeständigkeit in den drei Methoden verschieden. In EMPA-Vergleichsversuchen (Lit. 36) hat sich gezeigt, dass die Ablösungsmenge etwa im Quadrat der Minimaltemperatur an der Betonoberfläche zunimmt. Dabei ist zu berücksichtigen, dass in diesen Versuchen mit der Minimaltemperatur auch andere Charakteristiken des Temperaturverlaufs ähnlich geändert worden sind und damit der Einfluss der Minimaltemperatur selbst eher überschätzt wurde.

Abbildung 89: Temperaturverlauf in den Prüfverfahren SIA , SST undCDF



Unter dieser Annahme und bei Minimaltemperaturen im Frostmedium von -13°C bei SIA und -18°C bei SST und CDF, sind 600 g/m^2 bei SIA etwas strenger als 1500 g/m^2 bei CDF und 200 g/m^2 etwas strenger als 1000 g/m^2 nach 56 Frostwechseln bei SST. Die Beurteilungsgrenzen stimmen also grob überein.

Abbildung 90: Ablösungsmengen nach 28 resp. 30 Frostwechseln im SST-, CDF-, und SIA-Verfahren



8.1.2 Alternative analoge Prüfverfahren

Im Gegensatz zu den kommenden europäischen Verfahren sind die in der Schweiz alternativ angewandten analogen Frost-Tausalzbeständigkeitsprüfungen auch prinzipiell verschieden von der SIA Prüfung Nr. 9. Die drei wichtigsten sollen im folgenden besprochen werden:

D-R : „BE II , Frosttausalzbeständigkeit, physikalisch geprüft", der LPM AG, Beinwil

FTT : „Frosttausalz Wechsel FT", der tecnotest ag, Rüschlikon

TFB : „Résistance au (Gel et) Gel + Sel - Méthode TFB", der TFB, Nyon

Die Besprechung erfolgt anhand von Standard-Arbeitsanweisungen dieser Prüfstellen.

Allen drei Verfahren gemeinsam ist, dass die Frostwechsel durch abwechselndes Tauchen in ein Wasserbad bei +20°C und ein Salzlösungsbad bei -20°C resp. -25°C erzeugt werden und dass diese Verfahren wesentlich schneller als die „Normverfahren". Dies ist deshalb möglich, weil die Prüfkörper wesentlich kleiner sind: Prismen 30/30/60 mm bei D-R ; Bohrkerne 50/100 mm bei FTT ; Bohrkerne 50/90 bei TFB.

Bei dieser Art Frostwechsel entstehen extreme Gefriergeschwindigkeiten und grosse Temperaturgradienten in den Prüfkörpern, welche die Schadensbildung verstärken.

In der Art der Schadensermittlung unterscheiden sich D-R und FTT nur unwesentlich voneinander. FTT ist aus D-R entwickelt worden. In Bezug auf die Auswertung und die Beurteilung der Versuchsergebnisse unterscheiden sich die beiden Verfahren jedoch relativ stark.

Die Prüfkörper werden zuerst vollständig kapillar gesättigt und dann bis zu 400 Frostwechseln unterworfen. In D-R werden nach 50, 100, 200 und 400 Frostwechseln die Längenänderungen, in FTT nach je 40 Frostwechseln der statische Elastizitätsmodul bei einer Entlastung von 5 MPa auf 0.5 MPa gemessen . Zudem wird in FTT der Zustand der Prüfkörper nach verschiedenen Kriterien beurteilt.

Tabelle 8: Frostwechsel in den alternativen Verfahren

	D-R	FTT	TFB
Wassertemperatur (°C)	20	20	20
Dauer (Minuten)	9	22	60
Salzlösung	$CaCl_2$; 33° Baumé		484g $CaCl_2$ /1 l H_2O
Temperatur (°C)	-20	-20	-25
Dauer (Minuten)	18	44	120

In D-R wird die auf das Zementsteinvolumen K bezogene mittlere Längenänderung L einer Prüfkörperserie in Funktion der Anzahl Frostwechsel N - die sogenannte „Verhaltenskurve" - aufgezeichnet. Als „hoch" wird die Frost-Tausalzbeständigkeit dann bezeichnet, wenn der Endpunkt der Verhaltenskurve innerhalb des „Beständigkeitsdreiecks A0B" liegt, d.h. wenn

$$\mathbf{L/K \leq 4\ ‰}\ \text{für}\ \mathbf{N = 360}$$

resp. wenn

$$\mathbf{L/K \leq 4.44\ ‰}\ \text{für}\ \mathbf{N = 400}$$

Dieses Kriterium wurde in Anlehnung an die ASTM-Norm C666-85 festgelegt (Lit.40). Aus der Beziehung nach Klieger

$$\Delta E/E_0 = 135*(L/10*K - 0.075) = 13.5*L/K - 10.1$$

mit $\Delta E/E_0$ = *prozentualer E-Modulabfall*
L/K = *auf Zementleimvolumen bezogene Längenänderung in ‰*

wird aus der Längenänderung ein „Widerstandsfaktor WFT-L" errechnet

$$WFT\text{-}L = (100 - \Delta E/E_0)*N/200$$

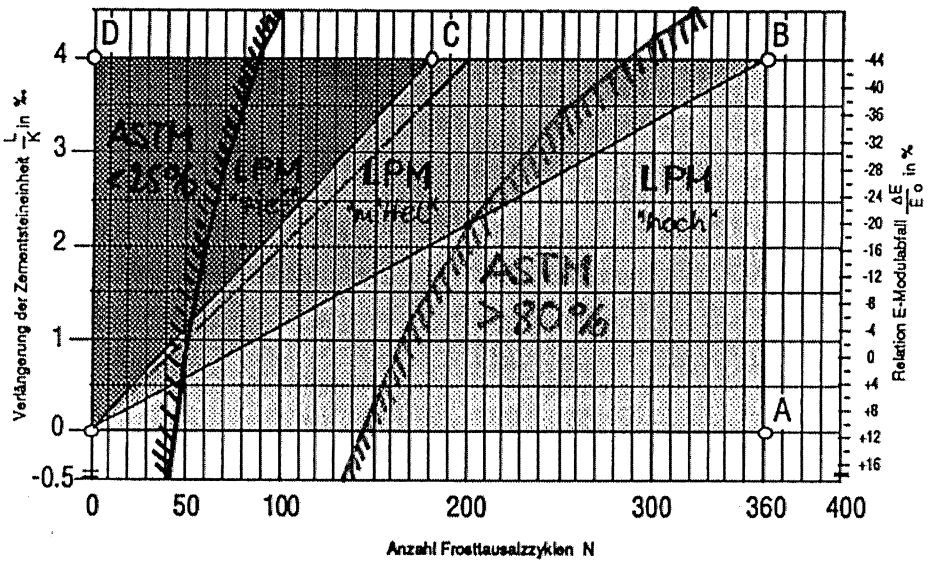
mit N = *Anzahl Frostwechsel*
200 = *max. Anzahl Frostwechsel in ASTM C666-85*

Als „hoch wird die Beständigkeit beurteilt, wenn WFT-L > 80% , als „mittel", wenn 25% < WFT-L ≤ 80%. Aus obigen Gleichungen ergibt sich

$$L/K = 8.2 - 14.8*(WFT\text{-}L)*1/N$$

und damit die in Abb. 91 eingezeichneten Beständigkeitsbereiche.
Diese stimmen offenbar nicht mit den Beständigkeitsdreiecken nach D-R überein. Die Bezugnahme auf die ASTM C666 ist auch fragwürdig, da diese Prüfung an wesentlich grösseren Prüfkörpern und mit höchstens 200 wesentlich langsameren Frostwechseln durchgeführt wird.

Abbildung 91: Beständigkeitsbereiche ASTM<>D-R



In FTT wird in Anlehnung an die Prüfung Nr. 8 „Frostwechselverhalten" der SIA 162/1 für jeden Prüfkörper die Frostwechselzahl N_{50} errechnet, die einen E-Modulabfall von 50% bewirkte. Die Beurteilung erfolgt aufgrund des Nennwertes FT_{N50} der Prüfkörperserie anhand einer Tabelle (Tabelle 9), in welcher die Anforderungen an FT_{N50} in Abhängigkeit von der Beanspruchung und vom „erwarteten Bauwerksalter" festgelegt sind.

FT_{N50} = Mittelwert N_{50} - Standardabweichung N_{50} ≥ Tabellenwert

Tabelle 9: Beurteilung der Ergebnisse in FTT ; Anforderung an FT_{N50}
(aus Dokumentation tecnotest AG)

Beanspruchung durch Feuchtigkeit Frost/Tausalz	Erwartetes Bauwerksalter (Jahre)			
	20	40	60	80
leicht	40	80	120	160
mittel	60	120	180	240
stark	80	160	240	320
sehr stark	100	200	300	400

Um die Beurteilungskriterien der beiden Verfahren miteinander zu vergleichen, kann die oben beschriebene Beziehung zwischen Längenänderung und E-Modulabfall verwendt werden. Danach entspricht ein E-Modulabfall von 50% einer Längenänderung von 4.45‰. Bei einer Standardabweichung N_{50} von 50...100 (Angabe tecnotest) stimmt der Grenzwert nach D-R für „hohe Frosttausalzbeständigkeit" etwa mit der Anforderung an FT_{N50} überein, die nach FTT bei „starker Beanspruchung" für eine „Lebensdauer" von 80 Jahren gestellt wird.

Über die Messunsicherheit der beiden Verfahren gibt es keine breit abgestützten Angaben. Es kann aber angenommen werden, dass sie in der gleichen Grössenordnung liegen dürften wie bei den „Normverfahren".

Die TFB-Methode ist in Bezug auf die Frost-Tausalzwechsel und die Prüfkörper dem D-R- und dem FTT-Verfahren zwar sehr ähnlich, beruht aber auf einem völlig anderen Prüfprinzip:

Die Prüfkörper werden unter hohem Überdruck vollständig mit Wasser gesättigt - auch die Luftporen sind zum grössten Teil gefüllt - und in diesem Zustand nur gerade 10 Frost-Tausalzzyklen ausgesetzt. Die gefrosteten und ein nicht belasteter Vergleichsbohrkern werden anschliessend getrocknet, mit einem niedrigviskosen gefärbten Kunstharz imprägniert, der Länge nach halbiert und die Schnittflächen geschliffen. Unter dem Binokular (Vergrösserung 10...20-fach) werden dann Schädigungen in Form von Anrissen, Rissen, Ablösungen rund um Zuschlagskörner usw. erfasst und nach einem Schlüssel bewertet.

Mit der vollständigen Sättigung aller Poren bringt man die Prüfkörper bewusst in einen Zustand, in welchem Frostschäden auftreten müssen. Die Frost-Tausalzbeständigkeit wird also danach beurteilt, wie schnell einmal entstandene „Initialschäden" weiterwachsen. Damit handelt es sich bei der TFB-Methode um eine Zwischenform zwischen einem analogen und einem analytischen Verfahren. Da zu erwarten ist, dass die Schädigung umso grösser ausfällt, je stärker der kritische Sättigungsgrad überschritten ist, könnte die TFB-Methode auch als „Verfahren zur qualitativen Bestimmung des kritischen Sättigungsgrades" bezeichnet werden.

Ein Nachteil des Verfahrens liegt darin, dass die Luftporen eher einen negativen Einfluss auf die Schadensbildung haben, da sie mit Wasser gefüllt sind und so als „geschlossene Behälter" wirken können. Allerdings wird in der direkten Beobachtung unter dem Mikroskop die Ursache von Rissbildungen festgestellt und es ist möglich diese Art „Artefakte" bei der Beurteilung zu berücksichtigen.

Gleichzeitig ergibt sich daraus ein Vorteil gegenüber den anderen analogen Verfahren: Hier können petrographisch ungeeignete Zuschlagskörner und andere Mängel in der Betonstruktur (z.B. Luftporenverteilung) zumindest qualitativ erfasst und bewertet werden!

Aussagen über die Messunsicherheit sind für dieses eher qualitative Verfahren kaum möglich, aber auch nicht sinnvoll.

8.2. Analytische Prüfverfahren

Als analytische Verfahren werden in der Norm SIA 162/1 die

Prüfung Nr. 6 „Porenkennwerte (mikroskopische Porenanalyse)"

und die

Prüfung Nr. 7 „Porosität"

aufgeführt. Sie können zur Bestimmung der Frost-Tausalzbeständigkeit als Ergänzung zur Prüfung Nr. 9 beigezogen werden, wenn sie an Proben aus der Oberflächenschicht des Betons durchgeführt werden.

In der Prüfung Nr. 6 werden anhand mikroskopischer Untersuchungen von Dünnschliffpräparaten die für die Frostbeständigkeit massgebenden Porenkennwerte, insbesondere der Abstandsfaktor der Luftporen, bestimmt und anschliessend mit Erfahrungswerten verglichen.

Die „technischen Bestimmungen zur Durchführung" sind auch hier nicht in der Norm enthalten, sondern sind „in den Richtlinien der Prüfstellen festgelegt". Als Beispiel für die Prüfung Nr. 6 dient das Verfahren der LPM AG (Lit. 40)

BE I Frosttausalzbeständigkeit, diagnostisch bestimmt

Die Messung der Kennwerte des Luftporensystems erfolgt in BE I an 2 mit fluoreszierendem Harz imprägnierten Dünnschliffen aus dem Oberflächen- und dem Innenbereich der Probe. Mit dem automatischen Bildanalysator werden dazu die Grössenverteilung und der flächenmässige Anteil der hell erscheinenden Luftporenschnittflächen mit Durchmesser ≥ 20µm an der Gesamtfläche ermittelt und daraus die „Makroporosität LA", das „Expansionsporenvolumen L-300" (= Poren mit 20μm ≤ d ≤ 300µm), die mittlere spezifische Oberfläche (von LA) und der Abstandsfaktor AF (für

LA) abgeleitet. Der Berechnung des AF wird das Modell von Powers zugrundegelegt, das gleich grosse, in einem kubischen Gitter angeordnete kugelförmige Poren voraussetzt und nur den Zementstein berücksichtigt. Die Messunsicherheit für AF wird mit ± 15% angegeben, liegt also in der Grössenordnung der analogen Verfahren.

Die Frostbeständigkeit der Oberflächenschicht und damit die Frost-Tausalzbeständigkeit kann nach Norm SIA 162/2 Art. 3 06 26 als „hoch" bezeichnet werden, wenn

$$\mathbf{AF \leq 0.20\ mm}$$

Im Verfahren BE I erfolgt die Beurteilung nicht direkt aufgrund des AF, sondern im wesentlichen aufgrund des Verhältnisses V1 zwischen dem Expansionsporenvolumen L-300 und dem Gefrierwasser K5. Das „Gefrierwasser" ergibt sich aus der kapillaren Wasseraufnahme A5 von vollständig getrockneten Proben bei (mindestens) eintägiger Wasserlagerung und der Gelporosität p_{GEL}, die nach der Beziehung in Tabelle 1 berechnet wird:

$$\boldsymbol{V1 = 100*(L\text{-}300/(A5 - p_{GEL}))}$$

Die gemäss Verfahrensbeschreibung gleichzeitig geltenden Verhältniswerte „V2"„WB1" und „WB2" unterscheiden sich von V1 nur durch die „angenommenen" Grössen „Gelporosität" resp. „Biegezugfestigkeit" und sind deshalb in Bezug auf die Beurteilung identisch mit V1!

Als „hoch" gilt die Frost-Tausalzbeständigkeit, wenn

$$\boldsymbol{V1 \geq 17.5}$$

Bei der Festlegung dieses Wertes stützte man sich vor allem auf die Erfahrung, dass dann der AF im Bereich von ca. 0.15... 0.20 mm liegt, was mit der in der Literatur angegebenen Grenze für hohe Frostbeständigkeit übereinstimmt.

Die Beurteilung der Frost-Tausalzbeständigkeit in BE I unterscheidet sich demnach nur dadurch von jener in der Prüfung Nr. 7 „Porosität", dass nicht der gesamte Gehalt an kapillar nicht füllbaren Poren (= Luftporengehalt), sondern nur die mikroskopisch bestimmten Poren mit Durchmessern zwischen 20 und 300µm berücksichtigt werden. Das Verfahren BE I wäre deshalb eigentlich eher der Prüfung Nr. 7 als der Prüfung Nr. 6 zuzuordnen (s. weiter unten).

Die mikroskopische Beurteilung der Gefügequalität, die in BE I eingeschlossen ist, dient lediglich zur Absicherung der Aussage aus dem Vergleich von V1 mit dem entsprechenden Grenzwert. Fällt sie „schlecht" aus (= mehr als 10 Minuspunkte), so wird empfohlen, die Frost-Tausalzbeständigkeit „physikalisch", mit dem analogen Verfahren „D-R", zu bestimmen. Die analoge Methode wird also als zuverlässiger bewertet!

In der Prüfung Nr.7 werden „durch Wägen der Betonproben nach bestimmten Vorbehandlungen und Tränkverfahren sowie mit Hilfe des archimedischen Prinzips (= Volumenbestimmung durch Unterwasserwägung) die mit Wasser füllbaren Poren und die Gesamtporosität gemessen und mit Erfahrungswerten für den kritischen Wassergehalt verglichen". Als Mass für die Frostbeständigkeit (FS) dient die Beziehung

$$\mathbf{FS = (n - U_E)/(n - U_{kr}) = LP / LP_{kr}}$$

mit	n	= Gesamtporosität	[Vol-%]
	U_E	= maximal erreichbarer Wassergehalt (= Wassergehalt am Ende des Aufsaugversuchs)	[Vol-%]

U_{kr} = kritischer Wassergehalt [Vol-%]
(= 0.94*n - 0.37*(n - U_E) + 0.3)
n-U_E = Gehalt an Poren, die durch kapillares Saugen nicht füllbar sind [Vol-%]
= Luftporen LP
n-U_{kr} = freier Porenraum bei kritischem Wassergehalt [Vol-%]
= kritischer Gehalt an luftgefüllten Poren LP_{kr}

Die Prüfung Nr. 7 beruht auf der Theorie, dass Beton – und andere poröse und spröde Materialien - dann durch Frost zerstört werden, wenn sie beim Gefrieren über einen kritischen Wert hinaus mit Wasser gesättigt sind (Lit. 19). Eine darauf aufgebaute Prüfmethode wurde erstmals 1977 von Fagerlund publiziert (Lit. 41). An der EMPA wurden in der Folge umfangreiche Untersuchungen durchgeführt und die Prüfung an die in der Schweiz üblichen Kleinbohrkerne mit d= 50 mm angepasst (Lit. 42).

Dabei stellte sich heraus, dass der kritische Sättigungsgrad in einer engen Beziehung zur Gesamtporosität und zum Luftporengehalt steht (s. Abb. 92) und es deshalb möglich ist, die Frostbeständigkeit aus der „Porosität" abzuleiten.

Über die in Kapitel 4.1. angegebenen Beziehungen besteht zudem ein enger Zusammenhang zwischen der Porosität und der Betonzusammensetzung, woraus sich ableiten lässt, dass die Frostbeständigkeit auch aufgrund einer Frischbeton-kontrolle zuverlässig beurteilt werden kann (vgl. SIA 162/1 Prüfung Nr. 21).

Die Frostbeständigkeit der Oberflächenschicht und damit die Frost-Tausalzbeständigkeit des Betons kann als „hoch" beurteilt werden, wenn

FS ≥ 1.5

Unter dieser Voraussetzung kann bei einem Variationskoeffizienten für den Luftporengehalt von ± 15% angenommen werden, dass der kritische Sättigungsgrad mit grosser Wahrscheinlichkeit nicht überschritten wird.

Um die Anforderungen an V1 und FS miteinander vergleichen zu können, muss man die Beziehungen zwischen den einzelnen Porenarten aus Kapitel 4.1. verwenden.

Aus $V1 = 100 * \frac{L_300}{A5 - p_{GEL}}$ *(≥ 17.5)*

Und $FS = \frac{LP}{0.06 * n + 0.37 * LP - 0.3}$ *(≥ 1.5)*

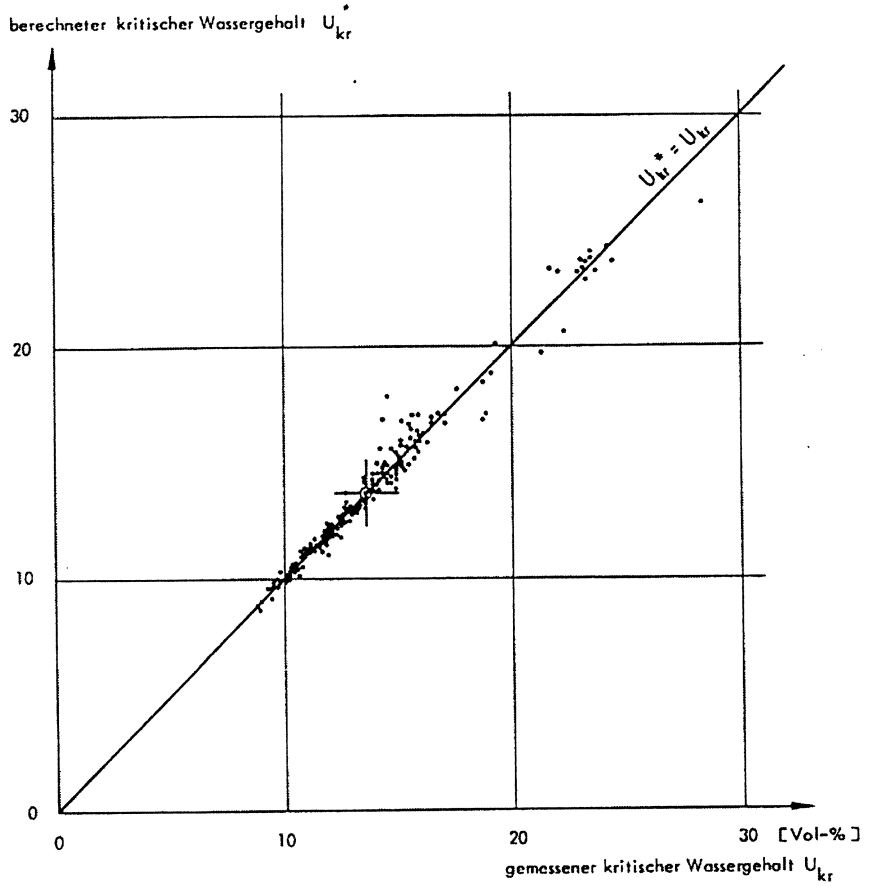
ergibt sich mit
L-300 / LP = k
= Anteil der Poren mit 20µm ≤ d ≤ 300µm am Luftporengehalt
n = A5 + LP
p_{GEL} *= 0.02*α*Z*

die Beziehung $\mathbf{FS = V1} \frac{(A5 - 0{,}02\alpha_H Z)}{100k(0{,}06n + 0{,}37LP - 0{,}3)}$

Daraus kann abgeleitet werden, dass FS bei einem bestimmten V1 umso kleiner wird, je kleiner der Wasserzementwert WZ (= kleineres A5 und grösserer Gelporen-gehalt), je grösser der Luftporengehalt LP und je grösser der Anteil an den

sogenannten „Expansionsporen" ist. Für Beton mit WZ ≈ 0.5 und einem Zementgehalt von 300...350 kg/m³ wird im Alter von 28 Tagen die Beurteilung in den beiden Prüfungen etwa gleich, wenn LP ≈ 3 Vol% und etwa ein Drittel der Luftporen Durchmesser zwischen 20 und 300 µm aufweisen (L-300 ≈ 1Vol%). Bei höherem WZ, geringerem LP oder kleinerem Anteil an „Expansionsporen" ist die Anforderung an V1 strenger als an FS, im umgekehrten Fall ist FS strenger als V1.

Abbildung 92: Kritischer Wassergehalt <> Porosität ermittelt an Betonen mit Zement CEM I ohne Zusatzstoffe

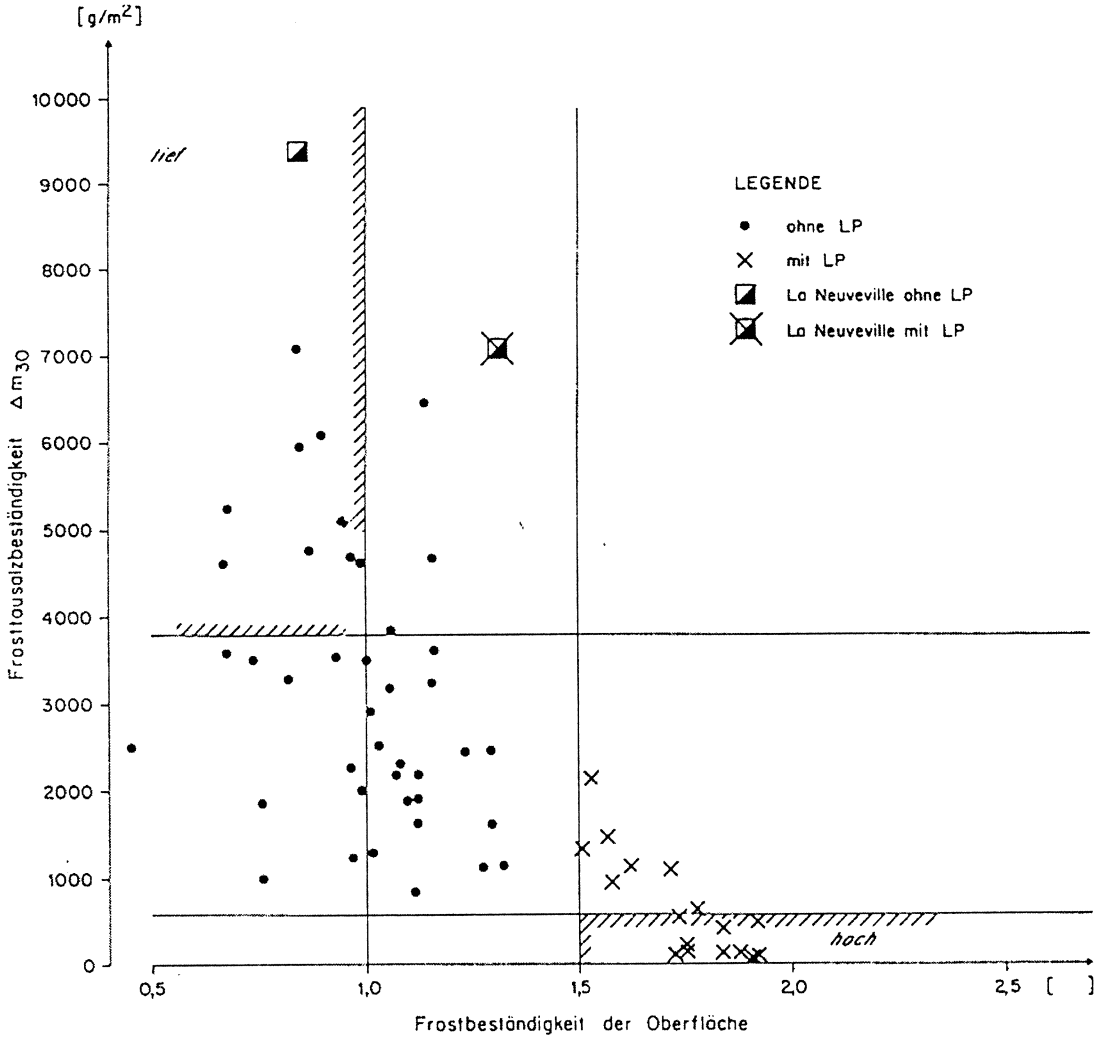


8.3. Beziehung zwischen analogen und analytischen Verfahren

Die analogen Verfahren werden als zuverlässiger beurteilt als die analytischen, da sie gefühlsmässig näher bei der Praxis liegen. Die analytischen Verfahren sind andererseits eher weniger aufwendig und schneller und können deshalb vor allem für die laufende Kontrolle vorteilhaft sein. Man könnte zum Beispiel den Kontrollaufwand dadurch reduzieren, dass man in relativ hoher Frequenz „analytisch" prüft und die Ergebnisse in relativ grossen Abständen „analog" absichert. Dies setzt allerdings voraus, dass die beiden Verfahren korrelieren.

Wie viele Vergleichsversuche gezeigt haben, ist die Korrelation zwischen analytischen und analogen Verfahren nicht sehr eng. Als typisches Beispiel sind in Abb. 93 die Ergebnisse eines Vergleichs der Prüfung Nr. 7 mit der Prüfung Nr. 9 an Beton mit alternativem Zuschlag dargestellt (Lit. 43).

Abbildung 93: Beziehung zwischen FS (Oberflächenschicht) und Ablösungsmenge Δm_{30}



Die Abbildung 93 zeigt, dass die Beziehung nicht „mathematisch" oder „physikalisch" ist, sondern „statistisch". Dies ist theoretisch damit zu begründen, dass mit den analytischen Verfahren die Grösse und die Verteilung eines oder mehrerer wesentlicher Einflussfaktoren für den Frost-Tausalzwiderstand bestimmt werden, während in den analogen Verfahren mit zufällig gewählten Prüfkörpern, d.h. bei einer zufälligen Kombination dieser Faktoren ermittelt wird, welche Schäden bei einer definierten Frost-Tausalzbelastung entstehen.

Die Beziehung zwischen analytischen und analogen Verfahren kann wie folgt beschrieben werden:

Wenn in einem analytischen Verfahren die Anforderung an „hohe" Frost-Tausalzbeständigkeit erfüllt ist, besteht eine grosse Wahrscheinlichkeit dafür, dass auch ein analoges Verfahren ein „gutes" Ergebnis liefert.

Diese Überlegungen gelten selbstverständlich auch für die Beziehungen zwischen den Prüfergebnissen und dem Verhalten des Bauwerksbetons. Bei der Beurteilung der Aussagekraft der Prüfmethoden kommt ihnen eine entscheidende Bedeutung zu.

8.4 Empirische Formel für frost-tausalzbeständigen Beton

Aus der Annahme dass Beton frost-tausalzbeständig ist, wenn

$$FS(\text{Aussenschicht}) \geq 1.5$$

kann mit Hilfe der empirischen Beziehungen

$$U_{kr} = 0.94*n - 0.37*(n - U_E) + 0.3 \quad [\text{Vol-\%}] \quad \text{(vgl. oben und Abb. 92)}$$

und

$$n = Z*(WZ-0.188\ \alpha_H)\ \frac{100}{\rho_w} + LP \quad [\text{Vol-\%}] \quad \text{(vgl. Kap. 4 Tabelle 1)}$$

mit ρ_w = Dichte des Wassers = 1'000 kg/m^3
α_H = Hydratationsgrad ($\cong$ 0.6 für Alter 28 Tage)
Z = Zementgehalt (resp. Zementdosierung $\cong 300 \text{kg/m}^3$)
LP_0 = Luftporengehalt im Frischbeton

eine Beziehung zwischen Luftporengehalt im Frischbeton und dem Wasserzementwert abgeleitet werden, die für einen frost-tausalzbeständigen Beton erfüllt sein muss.

$$LP_0 \geq 10\ WZ - 2.5 \quad [\text{Vol-\%}]$$

Dabei geht man davon aus, dass die Aussenschicht bei gleichem Luftporengehalt etwa 20..30% mehr füllbare Poren enthält als der Innenbeton (Wandeffekt).
Beim Vibrieren des Betons können bis ca. 0.5% Luft entweichen. Dies sollte (zur sicheren Einhaltung der Mindestanforderung) mitberücksichtigt werden.

9. Praxisbezug der Prüfmethoden

Anhand des in Kapitel 6 vorgestellten qualitativen Fünfphasenmodells wird die Schadensbildung bei den analogen Schnellbewitterungsverfahren (SIA,CDF,SST) und der alternativen analogen Verfahren (D-R, FTT, TFB) diskutiert und mit den Schadensmechanismen am Bauwerk verglichen. Danach wird auch die Praxisrelevanz der analytischen Verfahren dikutiert.

9.1 Analoge Normprüfverfahren (SIA, SST, CDF)

In den analogen Normprüfungen beginnt die Eisbildung in der Frostmediumsschicht (3 % NaCl-Lösung) an der Oberfläche bei ca. –2°C. Der Gefrierpunkt der Porenflüssigkeit in den groben Kapillarporen, die direkt von aussen zugänglich sind, liegt bei ± 0°C. Die Flüssigkeit ist also unterkühlt und gefriert entsprechend rasch.
Bei –2°C kann die Eisfront soweit ins Porensystem eindringen, bis sie auf eine Öffnung trifft, die weniger als 60 nm Durchmesser aufweist. Die erste und der Beginn der zweiten Phase laufen gleichzeitig ab.

Wie die Quecksilberporosimetrie-Messungen gezeigt haben, liegt bei Poren mit Durchmessern von etwa 100 nm ein Häufigkeitsmaximum. Das bedeutet, dass ein wesentlicher Teil der groben Kapillarporen durch Öffnungen dieses Durchmessers durchgehend erschlossen ist. Es ist deshalb zu erwarten, dass die Eisfront bei –2°C relativ tief in die grobmaschig räumlich vernetzten Kapillarporen eindringt und damit Bereiche mit feineren Zugängen, in denen die Porenflüssigkeit folglich nicht gefrieren kann, einschliesst.

Bei einem weiteren Temperaturabfall in der 2. Phase wird dann die Eisfront nicht nur tiefer eindringen, sondern sie wird sich auch "seitlich" in die eingeschlossenen Bereiche ausdehnen.
Diese Bereiche entsprechen geschlossenen Behältern, da die Permeabilität des Zementsteins durch die "Blockierung" der groben Kapillaren stark reduziert wurde. Wie in Kap. 3.3 gezeigt, können unter diesen Bedingungen schon sehr kleine Mengen zusätzlich gebildeten Eises zur Zerstörung des Betons führen.

Dass der hydrostatische Druck bei der Eisbildung eine wesentliche Ursache für die Ablösungen in den Frost-Tausalzbeständigkeitsprüfungen ist, wird dadurch gestützt, dass diese mit ca. 0.1 mm unter der kritischen Dicke liegen, die aus dem Modell von Powers (hydraulischer Druck) errechnet werden kann und dass sie nur dann entstehen, wenn eine gefrorene Frostmediumsschicht auf der Oberfläche vorliegt.

Bei höheren Salzkonzentrationen im Frostmedium und entsprechend tieferen Gefriertemperaturen wird beim Beginn der Eisbildung ein immer grösserer Teil des Porensystems von der Eisfront erfasst. Dies bedeutet, dass die spontanen Längenänderungen zunehmen müssen, was durch die Messungen auch bestätigt wird (vgl. Kap. 4.4.1.2).
Anderseits entstehen weniger "geschlossene" Behälter innerhalb der Eisfront womit sich erklären lässt, weshalb die Ablösungsmenge in den analogen Normverfahren mit höherer Salzkonzentration wieder abnimmt. Dass das Pessimum bei ca. 3% NaCl liegt, dürfte mit der oben beschriebenen Übereinstimmung der Gefrierpunktssenkung mit dem Häufigkeitsmaximum in der Porengrössenverteilung zusammenhängen. Es ist deshalb anzunehmen, dass die Lage des Pessimums von der Porenstruktur im Zementstein und damit von der Art des Bindemittels abhängt.

Mit dem 5-Phasen-Modell der Vorgänge beim Gefrieren und Auftauen der Porenflüssigkeit lässt sich die Schädigung des Betons in den analogen Normprüfungen weitgehend und widerspruchsfrei beschreiben. Offenbar gelten die in Kap. 3.3 beschriebenen Schadensmodelle, die sich grundsätzlich auf den als homogen und isotrop angenommenen Zementstein beziehen.

9.2 Alternative analoge Prüfverfahren (D-R, FTT, TFB)

In den alternativen analogen Verfahren, in welchen die Frostwechsel durch alternierendes Tauchen in Wasser und Tausalzlösung erzeugt werden, herrschen in Bezug auf die Eisbildung besondere Verhältnisse: Die Frostmediumsschicht gefriert nicht.

Das bedeutet, dass zufällig variierende und starke Unterkühlungen auftreten und somit im Extermfall die zwei Gefrierphasen (Phase 1-2) gleichzeitig ablaufen können. Daraus ergeben sich hohe Eisbildungsraten und entsprechend grosse volumetrische Dehnungen im gesamten Prüfkörper.

Es ist auch möglich, dass die Eisfront von der gesamten Oberfläche gegen das Innere vordringt und so der Prüfkörper als ganzes als geschlossener Behälter wirkt.

Dass in den alternativen Verfahren keine Ablösungen entstehen, kann darauf zurückgeführt werden, dass die eindringende Eisfront das gefrierbare Wasser bis zu einer grossen Tiefe erfasst und an der Prüfkörperoberfläche nur wenige "geschlossene Behälter" entstehen.

Die dritte Phase (Flüssigkeitsumverteilung) ist durch schnelle Abkühlung und die tiefen Minimaltemperaturen behindert, da nur wenig und nur kurze Zeit nichtgefrorenes Wasser in den Poren verbleibt. Bei einer ungenügenden Flüssigkeitsumverteilung kommen auch die Schadensmechanismen in der vierten Phase trotz der tiefen Minimaltemperaturen nur teilweise zum tragen. Es ist jedoch schwierig abzuschätzen wie stark die Behinderung der Feuchteumverteilung bei den alternativen analogen Prüfverfahren ist.

Infolge der aprupten Temperaturwechsel sind grosse Temperaturdifferenzen zwischen Prüfkörperoberfläche und Prüfkörperinnerem zu erwarten, was zusätzliche thermische Spannungen erzeugt.

Aufgrund der sehr grossen Belastung in den Gefrierphasen kann angenommen werden, dass die Schadensentwicklung vor allem davon abhängt, wie stark der neu entstandene Porenraum in der 5. Phase gefüllt werden kann.

Die Tauphase ist sehr kurz. Wenn kein durchgehendes System von groben Kapillarporen vorhanden ist, ist ein durchgehendes vollständiges Füllen der Hohlräume nicht möglich und die Schadensentwicklung wird entsprechend langsam verlaufen.

Wie die Untersuchungen gezeigt haben, besteht die Schädigung vor allem in einer Aufweitung und stärkeren Vernetzung der groben Kapillarporen. Es ist also zu erwarten, dass mit zunehmender Frostwechselzahl die Permeabilität zunimmt und dass nach dem Erreichen eines kritischen Wertes die Schadensentwicklung stark beschleunigt wird.

Wie weiter oben beschrieben, wird die Aufweitung der groben Poren vor allem durch den hydraulischen Druck bei schneller Eisbildung bewirkt und kann durch Luftporen verhindert werden. So lässt sich erklären, dass der Luftporengehalt in den alternativen Verfahren einen dominierenden Einfluss auf die abgeleitete Beständigkeit hat.

9.3 Vergleich der Schadensmechanismen bei den analogen Prüfverfahren mit jenen in situ

Die Untersuchungen am Bauwerk zeigen, dass einerseits die Intensität der Frostwechsel in situ sehr viel kleiner ist als in den analogen Prüfverfahren, dass aber andererseits in situ während der Lebensdauer des Bauwerks etwa 50 bis 100 mal mehr Frostwechsel auftreten als in der Prüfung. Dies bedeutet, dass für die Übertragung der Ergebnisse von analogen Prüfungen auf das Bauwerksverhalten zwei extreme Extrapolationen notwendig sind (s. auch Abb. 94).

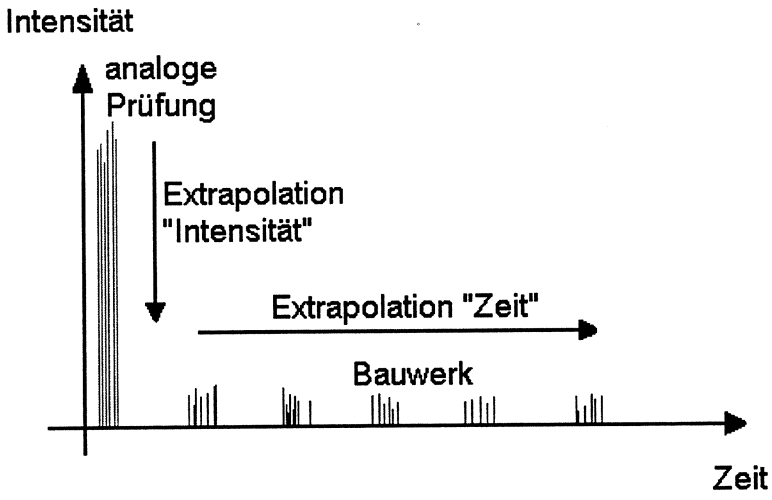
Die Wirkung eines Frostwechsels in situ ist sehr viel kleiner als in der Prüfung

→ Extrapolation gegen 0 in Bezug auf die Intensität

Die Frostwechselzahl ist in situ sehr viel grösser als in der Prüfung

→ Extrapolation gegen ∞ in Bezug auf die Zeit

Abbildung 94: Beziehung zwischen analoger Prüfung und Bauwerksverhalten (Prinzipskizze)



Anhand der wesentlichsten Einflussfaktoren (Tabelle 10) soll die Praxisrelevanz der analogen Verfahren untersucht werden. Dabei beschränkt man sich auf Unterkühlung (Phase 1), Gefriergeschwindigkeit und Temperaturgradienten (Phase 2), Dauer der Gefrierphase (Phase 3) Minimaltemperatur (Phase 3 und 4) und vorhandensein von flüssigem Frostmedium (Phase 5) sowie der Dauer der Tauphase (Phase 5). Der Parameter Salzgehalt beziehungsweise Salzkonzentration und Verteilung soll nicht ausgiebig diskutiert werden, da diese in der Praxis lokal sehr unterschiedlich sein können. Da der Salzgehalt aber sehr vielfältig auf die Schadensmechanismen einwirkt soll er als Parameter in die Betrachtungen einfliessen.

Tabelle 10 Qualitative Analyse der Haupteinflussparameter in situ und bei den analogen Prüfungen

Haupteinflussparameter	in situ	SIA,SST,CDF	D-R, FTT, TFB*)
Unterkühlungen	Nein	Nein (CDF Ja)	Ja
Gefriergeschwindigkeit	klein	mittel	gross
Temperaturgradienten	klein	klein	gross
Dauer der Gefrierphase	lang	mittel	kurz
Minimaltemperatur	hoch	tief	sehr tief
Vorhandensein von Flüssigkeit	je nach Situation	Ja	Ja
Dauer der Tauphase	lang	lang	kurz
Vorhandensein von Salz in der Tauphase	je nach Situation	Ja	Nein

*) Die Beanspruchung erfolgt bei der TFB-Methode an überkritisch gesättigten Prüfkörpern. Daher handelt es sich nicht um eine rein analoge Prüfmethode

Aus den unterschiedlichen Beanspruchungen resultiert eine unterschiedliche Gewichtung der einzelnen Phasen im Fünfphasenschadensmodell (s.Tabelle 11).

Tabelle 11 Gewichtung der einzelnen Schadensphasen (1 unwichtig; 2 wichtig; 3 sehr wichtig)

	in situ	SIA,SST,CDF	D-R, FTT, TFB
Phase 1	1	1 (CDF 1-2)	3
Phase 2	2	2	3
Phase 3	1	2	1-2
Phase 4	1-2	2	1-2
Phase 5	3	3	2

Alle analogen Verfahren unterscheiden sich bezüglich der Gewichtung der Schadensmechanismen stark von der Schadensbildung in situ. Besonders fällt die starke Überbewertung der 1. Phase bei den alternativen analogen Verfahren (D-R, FFT, TFB) auf. Hier wird auch die rein thermische Beanspruchung wichtig, die am Bauwerk kaum eine Rolle spielt. Die Prüfkörper bei der TFB Methode werden zudem vor der Prüfung überkritsch gesättigt, so dass der Sättigungsgrad während der Prüfung wesentlich vom Sättigungsgrad in situ abweicht.

9.4 Analytische Verfahren

In den analytischen Verfahren wird die Frostbeständigkeit nicht aufgrund des Verhaltens von Prüfkörpern bei einer Frostwechselbelastung beurteilt, sondern aufgrund der Grösse eines als wichtig erkannten Einflussfaktors.

In der Prüfung Nr. 6 wird als Hauptparameter der Abstandfaktor der als Expansionsräume dienenden Luftporen bestimmt. Die entsprechenden Beurteilungskriterien wurden anhand von Vergleichen mit Prüfresultaten analoger Verfahren festgelegt.

Diese Methode basiert auf dem Modell des hydraulischen Druckes von Powers. Der hydraulische Druck spielt im vorgeschlagenen Schadensmodell (Kap. 6) nur in den ersten zwei Phasen bei grossen Unterkühlungen und schnellen Gefriergeschwindigkeiten eine Rolle. Die Wirkung der Luftporen während der anderen Schadensphasen ist jedoch indirekt (siehe Kap. 6.3). Es ist deshalb zu erwarten, dass zu den alternativen analogen Verfahren eine bessere Beziehung besteht als zu den Normverfahren oder zum Verhalten am Bauwerk.

Vorteilhaft an der Methode ist die direkte Beobachtung der Struktur des Betons im Dünnschliff. Infolge des relativ kleinen Probenausschnitts können jedoch kaum Aussagen über das Auftreten oder die Häufigkeit kritischer Gefügebereiche (poröser Zuschlag. ungenügendes Interface bei grossen Körnern, inhomogenes Material infolge Verarbeitung) gemacht werden. Spezialsituationen können nur durch eine vertiefte Gefügeanalyse erkannt werden.

Die Prüfung Nr.7 basiert auf der Theorie des kritischen Sättigungsgrades, die besagt, dass Beton dann durch Frost zerstört wird, wenn er beim Gefrieren über einen kritischen Wert hinaus mit Wasser gesättigt ist. Der kritische Sättigungsgrad ist eine Materialkenngrösse und kann experimentell bestimmt werden. Es stellte sich heraus, dass der kritische Sättigungsgrad in einer engen Beziehung zur Gesamtporosität und zum Luftporengehalt steht und es deshalb möglich ist, die Frostbeständigkeit aus der „Porosität" abzuleiten. Zur Beurteilung der Frostbeständigkeit wird der kritische Sättigungsgrad mit dem durch kapillare Wasseraufnahme maximal erreichbaren Sättigungsgrad verglichen.

Die vorliegenden Untersuchungen haben gezeigt, dass der Sättigungsgrad einen ausschlaggebenden Einfluss auf die Schadensbildung hat. Die vollständige Sättigung der Kapillar- und Gelporen ist eine wesentliche Voraussetzung für eine Schädigung gemäss dem Fünfphasenmodell. Mit diesem Verfahren wird also die Möglichkeit der Entstehung von Initialschäden untersucht. Die Ausweitung einmal gebildeter Initialschäden wird nicht berücksichtigt.

Die Beurteilung der Frostbeständigkeit beruht auch in diesem Verfahren auf einer globalen Analyse des Gefüges (Mittelwerte!). Die Beziehung zwischen der Porosität und dem kritischen Sättigungsgrad wurde in Versuchen an Bohrkernen ermittelt, die 6 Frostwechseln mit T_{max}=20°C und T_{min}=-25°C ausgesetzt worden sind. Der maximal mögliche und der kritische Sättigungsgrad der für das Verhalten in situ wichtigen Gefügebereich können wesentlich von den Werten für den Innenbeton abweichen. Deshalb ist auch hier die Übertragbarkeit der Prüfergebnisse eingeschränkt.

Bei den analytischen Verfahren wird hauptsächlich die Möglichkeit der Entstehung von Initialschäden untersucht. Über die Ausweitung einmal gebildeter Initialschäden ergeben sich keine Aussagen. Versuche mit gewissen dichten Betonsorten zeigen jedoch, dass einmal gebildete Initialschäden rasch zur vollständigen Zerstörung führen können.

9.5 Folgerungen

In Bezug auf die Beziehung zwischen den einzelnen Prüfverfahren und zwischen diesen und dem Verhalten des Bauwerkbetons bei der natürlichen Frost-Tausalzbeanspruchung lässt sich zusammengefasst folgendes ableiten:

A) Allgemein

Sowohl im Versuch, als auch in situ, ist eine Schädigung durch Frost-Tausalzbeanspruchung nur dann zu erwarten, wenn das Porensystem über einen kritischen Sättigungsgrad hinaus mit Flüssigkeit gefüllt ist. Für modernen Konstruktionsbeton kann der kritische Sättigungsgrad höchstens dann überschritten werden, wenn bis unmittelbar vor dem Gefrieren Flüssigkeit an der Oberfläche vorhanden ist und damit sämtliche Gel-und Kapillarporen vollständig gefüllt sind.

Einmal entstandene Frost-Tausalzschäden wachsen dann progressiv weiter, wenn in einer Tauphase die neu entstandenen oder aufgeweiteten Hohlräume von aussen mit Flüssigkeit versorgt werden.

B) Schadensbildung In situ

Die in situ am weitaus häufigsten auftretenden Frostwechsel sind Frostwechsel, die sich aufgrund des Tag/Nacht Zyklus infolge Sonneneinstrahlung und nächtlicher Oberflächenabstrahlung ergeben. Die Minimaltemperatur im Laufe dieser Zyklen erreicht höchstens -5°C. Die Abkühl-und Auftauraten sind meist kleiner als 1°C/h so dass sich in den äusseren Betonschichten nur sehr geringe Temperaturgradienten ergeben.

In diesem Fall spielen nur die Phase 2 (Eisfronteindringung) und die Wiedersättigung mit Flüssigkeit (Phase 5) im vorgeschlagenen 5-Phasenmodell eine Rolle. Das jeweilige Mikroklima beeinflusst den Wassernachtransport und die Zahl der Frostwechsel. Die mittlere Zahl der Tage mit einer Luftminimaltemperatur unter 0°C und einer Luftmaximaltemperatur über 0°C ist, im Gegensatz zu der Anzahl Eistage (Temperaturmaximum unter 0°C), in Höhenlagen von 400 bis 2000 M.ü.M. etwa gleich und liegt bei 70 bis 90.

Tiefere Minimaltemperaturen treten nur im Verlaufe längerer und viel seltenerer Kälteperioden auf. Der Tag/Nacht Zyklus führt zu Temperaturschwankungen, die Temperaturen an der Betonoberfläche bleiben jedoch während Tagen unter 0°C. Laborversuche haben gezeigt, dass bei Temperaturzyklen mit Temperaturen die ständig unter dem Gefrierpunkt des Frostmediums bleiben keine zusätzlicheSchadensbildung erfolgt.

Am Bauwerk werden meist makroskopische Schäden mit grossen Ablösungen oder Rissen beobachtet.

C) Analoge Normverfahren (SIA, SST, CDF)

Die Ablösungen, die in den analogen Prüfverfahren - SIA, Prüfung Nr. 9, CDF(RILEM) und SST(CEN) - als Kriterium für die Beurteilung der Frost-Tausalzbeständigkeit dienen sind hauptsächlich reine Zementsteinschäden. Sie entstehen durch "inhomogenes" Gefrieren der Porenflüssigkeit in den äussersten Zementsteinschichten als Folge von Unterkühlungs- und Salzsegregationseffekten, sowie gefrierende Bereiche die als geschlossene Behälter wirken, wenn an der Oberfläche eine Frostmediumsschicht vorhanden ist. Bei tieferen Minimaltemperaturen (-20°C) spielen die Umverteilung der Porenflüssigkeit (3. Phase) und die thermische Ausdehnung des Eises beim Auftauen (4. Phase) ebenfalls eine Rolle. Makroskopische Schäden im Betoninnern werden kaum erfasst.

In situ spielt jedoch bei den weitaus am häufigsten auftretenden Frostwechsel nur Phase 2 eine wesentliche Rolle bei der Schadensbildung und es bilden sich vor allem grosse Ablösungen oder Risse.

D) Alternative analoge Verfahren (D-R, FTT, TFB)

In den bleibenden Dehnungen (D-R) und dem E-Modulabfall (FTT), die in den alternativen analogen Prüfverfahren als Kriterium für die Beurteilung der Frost-Tausalzbeständigkeit dienen, sind neben Zementsteinschäden auch makroskopische Schäden im Betongefüge enthalten. Bei der TFB-Methode werden die entstandenen Schäden unter dem Mikroskop untersucht. Dadurch kann zwischen verschiedenen Schadensarten unterschieden werden.

Da bei allen drei Verfahren die Frostwechsel durch abwechselndes Eintauchen in Salzlösung bei -20°C (TFB: -25°C) und Wasser bei +20°C bewirkt werden ist zu erwarten, dass sehr grosse Unterkühlungen vorkommen und die drei Gefrierphasen gleichzeitig ablaufen. Die Prüfkörper gefrieren zudem von der gesamten Oberfläche aus, was bewirkt, dass im Innern des Prüfkörpers Verhältnisse herrschen wie in einem geschlossenen Behälter. Bei der TFB-Methode bringt man durch die vollständige Sättigung aller Poren die Prüfkörper sogar bewusst in einen Zustand, in welchem Frostschäden auftreten müssen. Die Frost-Tausalzbeständigkeit wird dort also danach beurteilt, wie schnell einmal entstandene „Initialschäden" weiterwachsen, der Widerstand gegen die Entstehung von Initialschäden wird nicht untersucht.

Daraus ergibt sich bei allen alternativen analogen Verfahren eine extrem hohe Beanspruchung, die weit weg von jener in situ liegt.

E) Analytische Verfahren

Bei den analytischen Verfahren wird keine Beanspruchung des Probenmaterials durchgeführt. Es wird untersucht, ob das Auftreten von Initialschäden wahrscheinlich ist. Das Weiterwachsen der Initialschäden, das bei den analogen Verfahren für die Beurteilung massgebend ist, hat keine Bedeutung.

Die Beurteilungskriterien basieren im Prinzip auf analogen Frost- oder Frost-Tausalzprüfungen im Labor und nicht auf Feldversuchen. Zudem wird die Möglichkeit des Auftretens makroskopischer Schäden infolge möglicher lokaler Gefügedefekte (Interface bei grossem Zuschlag, Entmischung, frostunbeständiger Zuschlag) wie bei den analogen Verfahren nur unzureichend erfasst.
Für die Übertragbarkeit der Prüfergebnisse auf das Verhalten des Bauwerksbetons gelten deshalb die gleichen Vorbehalte wie bei den analogen Verfahren.

10. Kriterien zur Beurteilung des Frost-Tausalzwiderstands von Bauwerksbeton

Aus der Analyse der Vorgänge bei der Frost-Tausalzbeanspruchung in den Prüfungen und am Bauwerk soll gemäss dem zweiten Projektziel abgeleitet werden, welche Prüfkriterien sich aus der Forderung nach einem geeigneten Frost-Tausalzwiderstand ergeben.

Dieses Ziel kann aus verschiedenen Gründen höchstens teilweise erfüllt werden:

1) Der Zusammenhang zwischen den Schadensmechanismen am Bauwerk und jenen der Laborprüfungen ist aufgrund der verschiedenen Temperaturzyklen nicht eindeutig.

2) Die Sättigungsverhältnisse und Tausalzkonzentrationen am Bauwerk unterscheiden sich stark von jenen in den Laborprüfungen.

3) Die Festlegung des geeigneten Frost-Tausalzwiderstandes müsste für die gesamte Gebrauchsdauer eines Beton, seine Alterung mitberücksichtigend, erfolgen. Eine Prüfung soll jedoch an relativ jungem Beton durchgeführt werden können.

Mit der Festsetzung des geeigneten Frost-Tausalzwiderstands soll verhindert werden, dass im Lauf einer festgelegten Gebrauchsdauer und einer gegebenen Nutzung eine unzulässig grosse Menge von Abplatzungen oder Rissen entstehen. Bei einer Gebrauchsdauer von 50 ... 100 Jahren ergeben sich zwischen 1500 und 4000 Frostwechsel.

Wir setzen dabei voraus, dass die Oberflächenschicht des Betons beim Gefrieren durch kapillare Flüssigkeitsaufnahme vollständig gesättigt ist, da nur dann Frost- bezw. Frosttausalzschäden überhaupt entstehen beziehungsweise weiterwachsen können. Bei nur zeitweise mit Flüssigkeit beaufschlagter Oberfläche ist eine vollständige Sättigung nur in den äussersten ca. 20 mm des Betons zu erwarten (Lit. 10).

Schliesslich ist zu berücksichtigen, dass sich das Erscheinungsbild einer Oberfläche nicht wesentlich verbessert, wenn statt 40 grobe Abplatzungen pro m^2 (wie sie beispielsweise bei 5 % frostgefährdeten Körnern in der Fraktion 16/32 maximal zu erwarten sind) – nur 20 auftreten, sondern erst dann, wenn die Anzahl deutlich unter 10 fällt (was Gehalten von < 1% an schlechten Körnern entspricht). Für die Anforderungen an den Gehalt an frostgefährdeten Körnern sind die Bestimmungen der Norm SIA 162/1 - Weichgesteinanteil kleiner 5% - vernünftig.

Der Zementstein und die Kontaktzonen zwischen Zuschlag und Zementsteinmatrix (Interfacial transition zone) müssen einen bestimmten Frost-Tausalzwiderstand aufweisen.

Wie die Untersuchungen gezeigt haben, kann der Widerstand gegen die Frost-Tausalz-beanspruchung mit jedem der beschriebenen analogen Normverfahren ermittelt werden. In allen Verfahren sind die gleichen Schadensmechanismen wirksam und alle Phasen (vergl. 7.1) tragen zur Schädigung des Zementsteins bei. Sie unterscheiden sich also nicht grundsätzlich. Die Unterschiede sind eher quantitativ und ergeben sich daraus, dass die Frostwechsel und die Art, wie die Schädigung gemessen wird, verschieden sind.

Demgegenüber sind für die Schäden in situ hauptsächlich die zweite und fünfte Phase (vergl. 7.1) von Bedeutung. Wie gross der Anteil dieser Phasen an der Schädigungsentwicklung in den analogen Prüfungen ist, kann grundsätzlich nicht festgestellt werden. Es gilt lediglich die Vermutung, dass bei einer stärkeren Gesamtschädigung im Versuch auch jene infolge dieser beiden Phasen grösser ist. Dieser Analogieschluss ist umso sicherer je geringer der Einfluss der übrigen Phasen ist.

Daraus ergibt sich, dass die Verfahren mit zunehmender Strenge eher schlechter werden, resp. umgekehrt, dass die am wenigsten strenge Prüfung Nr. 9, SIA 162/1, den übrigen Verfahren vorzuziehen ist.

Weiter muss man sich vor Augen halten, dass eine mittels Schnellbewitterungsverfahren im Labor ermittelte Ablösemenge von 600 g/m^2 einer durchschnittlichen Ablösungstiefe von ca. 0.3 mm entspricht. Es ist leicht einzusehen, dass die Qualität einer derart dünnen Aussenschicht nicht nur

von der Betonzusammensetzung abhängig ist und es äusserst schwierig ist, sie gezielt zu verändern.

Und schliesslich ist auch die Messunsicherheit der Prüfung erheblich. Bei der gemessenen Vergleichsstandardabweichung von etwa 170g/ m^2 ergibt sich, dass man zur "sicheren" Einhaltung des Normrichtwertes eine mittlere Ablösungsmenge $\Delta\ m_{28} \leq 200 g/m^2$ anstreben muss, was einige Anstrengungen erfordert. Zwar lassen sich derartige Betone im Labor relativ gut herstellen, unter den realen Baustellenbedingungen nimmt aber die Gefahr des Abweichens von Vorgaben bei diesen oft heiklen Mischungen markant zu (Klimaeinflüsse, Transport, Verdichtung, Faktor Mensch etc.).

Für die Beurteilung der Frost-Tausalzbeständigkeit bei der Prüfung nach SIA 162 Prüfung Nr. 9 kann folgende Empfehlung gegeben werden:

Anforderung an Δm_{28} :	$\Delta m_{28} \leq 200 g/m^2$ oder $200 g/m^2 < \Delta m_{28} \leq 600 g/m^2$ und $\Delta M_{28} \leq \Delta M_6 + \Delta M_{14}$
und an den Gehalt unbeständiger Körner :	GUK ≤ 5 %

mit Δm_{28} = totale Ablösemenge pro Flächeneinheit bis zum 28. Frostwechsel
ΔM_6 = Ablösemenge bis zum 6. Frostwechsel
ΔM_{14} = Ablösemenge zwischen dem 6. und dem 14. Frostwechsel
ΔM_{28} = Ablösemenge zwischen dem 14. und dem 28. Frostwechsel

Alle diese Überlegungen treffen auch für die übrigen analogen Prüfverfahren zu. Da die Frost-Tausalzbeanspruchung sich noch stärker von der Praxis (Bauwerk) unterscheiden, kann die Beziehung zwischen Prüfergebnis und dem erzielten Frost-Tausalzwiderstand nicht besser sein als für die Prüfung Nr. 9. Eine feine Abstufung je nach der zu erwartenden Beanspruchung und der geforderten Lebensdauer scheint unmöglich. Damit würde eine "Genauigkeit" der Prüfung vorgetäuscht, die grundsätzlich nicht vorhanden ist. Notwendig für eine Beurteilung der Beanspruchung wären zudem unter anderem Kenntnisse über den Sättigungsgrad, die Salzkonzentration und den Temperaturverlauf am Bauwerk. Hier besteht ein grosser Forschungsbedarf.

Die gleichen Überlegungen treffen auch auf die analytischen Verfahren zu. Die entsprechenden Anforderungen in der Norm SIA 162 erscheinen vernünftig.

Damit kommen wir auf das Ziel zurück "Die Anforderungen an die Frost-Tausalzbeständigkeit des Betons zu optimieren und wirklichkeitsbezogene, wirtschaftliche Prüfmethoden zu entwickeln".

Aus den Untersuchungen lässt sich dazu jedoch zusammengefasst folgendes ableiten:

1. An die Frost- und Frost-Tausalzbeständigkeit des Betons sind nur dann Anforderungen zu stellen, wenn der Bauteil unmittelbar vor der Frosteinwirkung mit Wasser oder Taumittel in Berührung kommen kann.

2. Die Anforderungen sind mit dem Ziel festzulegen, tiefergreifende und damit für die Gebrauchstauglichkeit und die Sicherheit relevante Frostschäden zu verhindern.

3. Um dieses Ziel zu erreichen, müssen die Anforderungen sowohl

   den Gehalt des Zuschlags an frostgefährdeten Körnern

   als auch

   den Frostwiderstand des Zementsteins

   und

   die Verarbeitung und Nachbehandlung des Bauwerksbetons betreffen.

4. Die Übertragbarkeit der Versuchsergebnisse im Labor auf das Verhalten des Bauwerksbetons ist sowohl für analoge als auch für analytische Prüfverfahren nicht eindeutig.

Ein aktiver Beitrag zur Qualitätssicherung ergibt sich nur dann, wenn eine umfassende konsequente Frischbetonkontrolle durchgeführt wird. Nur so kann das Einbringen von Beton mit ungenügender Qualität verhindert werden.

Anforderungen an den Frostwiderstand können durch eine entsprechende Betonzusammensetzung und deren Einhaltung erfüllt werden. Dabei sind die Beziehungen zwischen der Betonzusammensetzung und der Porenstruktur in der Oberflächenschicht zu berücksichtigen. Für Beton mit CEM I als Bindemittel kann folgende Anforderung an den Frischbeton gestellt werden (Kap. 8.4) :

Mindest Luftporengehalt :	$LP_0 \geq 10\ WZ - 2.5$
Gehalt unbeständiger Körner :	$GUK \leq 5\ \%$
Verarbeitung und Nachbehandlung:	Kontrolle/Erfahrungswerte

Vergleichbare Anforderungen dürften auch für andere Betonsorten gelten. Die entsprechenden Beziehungen zwischen WZ (bezw. WB) und dem Luftgehalt im Frischbeton müssten durch zusätzliche Forschung ermittelt und abgesichert werden.

Literaturverzeichnis

[1] Kaufmann J. (1999) *Experimental Identification of Damage Mechanisms in Cementitious Porous Materials on Phase Transition of Pore Solution under Frost Deicing Salt Attack*, thèse EPF Lausanne No 2037

[2] Stark L. (1997) *Frost resistance with and without deicing salt-a purely physical problem?*, Proc. RILEM Workshop Frost Resistance of Concrete, Essen

[3] Powers T.C.,Brownyard T.L. (1947) *Studies of the physical Properties of hardened Portland Cement Paste*, J. Am.Concr.Inst. (Proc) **43**

[4] Studer W. (1997) *Untersuchungen zur Struktur des Luftporensystems*, EMPA Untersuchungsbericht 122'695

[5] Studer W. (1984) *Porosität des Betons - Grundlagen*, EMPA Untersuchungsbericht 10'747/2

[6] Setzer M. (1990) *Interaction of Water with hardened Cement Paste*, Ceramic transactions Vol 16 Am.Cer.Soc., p. 489ff

[7] Kaufmann J. (1992) *Wasserhaushalt von Bauwerksbeton-Zwischenbericht*, EMPA Untersuchungsbericht 139'973-1

[8] Studer W. (1989) *Determination of Concrete quality by means of small diameter cores*, Proc. Int. Symposium Re-Evaluation of Concrete Structures, Danish Concrete Institute

[9] Norm SIA 162/1 *Betonbauten Materialprüfung*

[10] Kaufmann J. (1995) *Wasserhaushalt von Bauwerksbeton- Einfluss des Grösstkorns und des Wasser/Zement-Werts*, EMPA Untersuchungsbericht 139'973-2

[11] Sadouki H. (1987) *L'effet de paroi-Son influence sur les propriétés du béton superficiel*, Chantier Suisse, Vol.18, pp. 525..29

[12] Brun M. et al. (1977) *A new Method for the simultaneous Determination of the Size and the Shape of Pores: The Thermoporometry*, Thermochimica Acta **21**, p.59ff

[13] Bigg E.K. (1953) *The Supercooling of Water*, Proc. phys.Soc. **B66**, p.688.

[14] Fukuta N.,Mason B. (1963) *Epitaxial Growth of Ice on organic Crystals*, J. Phys. Chem. Solids Vol 24, p. 715ff

[15] Frank H.,Wen W. (1957) Disk.Faraday Soc. **24**, p.133ff

[16] Hallet J. (1968) *Nucleation and Growth of Ice Cristals in Water and biological Systems*, in Low Temperature Biology of Foodstuffs, Hawthorn J., Rolfe E.J. (Eds)

[17] Wang K.,Monteiro P. (1995) *Ice Propagation in Concrete*, Proc. Consec 95, Sapporo

[18] Tilby C. et al (1984) *Transportvorgänge in der Grenzschicht bei Lösungskristallisation unter Mikrogravitation-Wachstum von Eis in wässrigen Lösungen*, Forschungsbericht W-84-031 Luft und Raumfahrt, Batelle Inst. e.V. Frankfurt

[19] Fagerlund G. (1997) *Internal frost attack-state of the art in frost resistance of Concrete*, Proc. RILEM Workshop Frost Resistance of Concrete, Essen

[20] Powers T.C. (1945) *A working hypothesis for further studies of frost resistance of Concrete*, J. of ACI, vol. 16 No 4, p. 245ff

[21] Warris B. (1964) *The Influence of Air-Entrainment on the Frost Resistance of Concrete*, Swedish Cem. and Concr. Inst. Proc. No 36, Stockholm

[22] Fagerlund G. (1976) *Studies of the Destruction Mechanism at Freezing of porous Material*, Proc. int. Congress on Problems raised by Frost Action, Fond. franç. d'Etudes nordiques, le Havre

[23] Grübl P. (1981) *Über die Rolle des Eises im Gefüge zementgebundener Baustoffe*, Beton **31** H. 2, p. 56ff

[24] Everett D.H. (1961) *Thermodynamics of Frost Damage to porous Solids*, Trans. Faraday Soc. *Vol 57, p. 1541ff*

[25] Schulson E.M. (1998) *Ice damage to concrete*, special report 98-6 US army corps of engineers cold region research+engineering laboratory

[26] Houst Y. (1992) *Diffusion de Gaz, Carbonatation et Retrait de la Pâte de Ciment durci*, Thèse EPF Lausanne

[27] Meier U.G.,Harnik A. (1978) *Das Gefrieren von Wasser in Zementstein bei verhinderter Verdunstung*, Cem. and Concr. Res. **8**, p.545ff

[28] Siebl E. et al (1998) *Standard methods for testing the resistance of Concrte to freezing and thawing Round-Robin test*, Milestone report work package 3 european research project MAT 1, Forschungsinstitut der Zementindustrie (VDZ), Düsseldorf

[29] Bager D.,Sellevold E. (1986) *Ice Fromation in hardened Cement Paste Part 1..3*, Cem. and Concr. Res. **16** and **17**

[30] Erbaydar, S. (1986) *Eisbildung , Volumendilatationen und Wassertransport im Gefüge von Beton bei Temperaturen bis -60°C*, Diss. TU München

[31] Litvan G.G. (1972) *Phase Transition os Adsorbates: Mechanism of Frost Action in Hardened Cement Paste*J. of the Am.Cer.Soc. Vol.55 No.1, p.39ff

[32] Roulet C. (1977) *Recherches sur quelques Méthodes d'Essai de Résistance au Gel des Matériaux*, Documentation SIA **23**, Comportement des Ouvrages Critères de Qualitép. 92ff

[33] Studer W. (1993) *Internal comparative tests on frost deicing salt resistance*, Proc. int. workshop on The resistance of Concrete to scaling due to freezing in the presence of deicing salts, Quebec

[34] Schweizerische Meteorologische Anstalt: Anzahl der Frost-, Eis, Sommer- und Hitzetage 1931-1960

[35] Rösli A. (1979) *Zur Frost-Tausalzbeständigkeit von Beton*, SI+A Heft **46**, p.88ff

[36] Studer W. (1998) *Validierung der Prüfung Nr.9 (SIA 162/1) "Frost-Tausalzverhalten"- Interne Vergleichsversuche mit geänderten Verfahren*, EMPA Untersuchungsbericht 165'667

[37] RILEM TC117 FDC (1995) T*est method for the Freeze-Thaw Resistance of Concrete. Slab Test and Cube test*, Material and Structures **28**, p. 366ff.

[38] RILEM TC117 FDC (1995) *Draft Recommendation for test method for the Freeze-Thaw Resistance of Concrete – Test with water (CF) or with sodium chloride solution (CDF)*, Material and Structures **28**, p. 175ff.

[39] Kaufmann et al. (1995) *Untersuchungen im Rahmen des zweiten Round-Robin tests der TG 4 "Frostbeständigkeit" des CEN / TC 51 / WG 12*, EMPA Untersuchungsbericht 146'506

[40] Dobrobulov G., Romer B. (1977) *Richtlinien zur Bestimmung und Prüfung der Frost-Tausalzbeständigkeit von Zementbeton Verfahren nach Dobrobulov-Romer*, Strasse und Verkehr Nr. 10 und 11

[41] Fagerlund G. (1977) *The critical degree of saturation Method and Assessing the Freeze/Thaw Resistance of Concrete. Tentative Recommendation, RILEM Committee 4 CDC*, Matériaux et construction, vol. **10**, No 58

[42] Studer W. (1984) *Porosität des Betons - Bestimmung der Frostbeständigkeit und der Wasserleitfähigkeit*, EMPA Untersuchungsbericht 10'747/2

[43] Jäckli H., Schindler G. (1986) *Möglichkeiten der Substitution hochwertiger Alluvialkiese durch andere mineralogische Rohstoffe*, Beiträge zur Geologie der Schweiz, Geotechnische Serie, Lieferung 68, S.69ff

[44] Meier U.G. (1978) *Die Entstehung von Oberflächenschäden durch das Abkühlen von schichtweise gefrorenem Beton*, Material und technik Nr.2, p. 94ff