

Wasserhaushalt und Chlorideintrag in Beton – Einfluss der Exposition und der Betonzusammensetzung

ABHANDLUNG
zur Erlangung des Titels
DOKTORIN DER WISSENSCHAFTEN
der
EIDGENÖSSISCHEN TECHNISCHEN HOCHSCHULE ZÜRICH

vorgelegt von
HEIDI UNGRICHT
Dipl. Bauingenieurin ETH Zürich
geboren am 29. Juli 1961
von Zürich ZH und Basel BS

Angenommen auf Antrag von
Prof. Dr. M.H. Faber, Referent
Prof. em. Dr. H. Böhni, Korreferent (Leiter der Dissertation)
Dr. F. Hunkeler, Korreferent

Meinen Eltern gewidmet.

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand am Institut für Baustoffe, Werkstoffchemie und Korrosion (IBWK) an der ETH in Zürich aus meiner Tätigkeit in der Technischen Forschung und Beratung für Zement und Beton (TFB) in Wildeggen heraus. Im Rahmen der Instandsetzungsarbeiten im Naxbergtunnel bei Göschenen (A2) konnte ein Versuchsstand eingerichtet werden, der die langfristige Untersuchung von Massnahmen zur Erhöhung der Dauerhaftigkeit von Stahlbetonbauten im Massstab 1:1 unter natürlichen Beanspruchungsbedingungen ermöglicht. Für das Verständnis und die Modellierung des Verhaltens von realen Bauteilen sind derartige Feldversuche unabdingbar. Die Hauptaufmerksamkeit der laufenden, mehrjährigen Untersuchungen galt dem Eintrag von Chloriden und dem Aufbau von Chloridgradienten. Das Forschungsprojekt wurde durch das Bundesamt für Strassen (Astra) finanziert.

Mein erster Dank geht an Professor Dr. Hans Böhni, der mir diese Arbeit ermöglichte. Mit anregenden Diskussionen und wertvollen Hinweisen hat er viel zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen. Ein ganz besonderer Dank geht an Dr. Fritz Hunkeler für die Übernahme des Korreferats, die immer fruchtbaren Diskussionen und die nötige Freiheit, die er mir in der TFB gewährte, um diese Arbeit überhaupt in Angriff nehmen zu können. Für seine bereitwillige und unkomplizierte Übernahme des Referats danke ich Professor Dr. Michael Faber. Danken möchte ich auch Dr. Yves Schiegg für die Tipps beim Einsatz der Instrumentierung und des Online-Monitorings, Martin Suter, der mich bei der Probekörperherstellung und beim Auslesen der Daten unterstützte, Dr. Heinz Ungricht für seine wertvolle Unterstützung bei den Berechnungen und Dr. Kurt Hermann für die Korrekturlesung. Weiter bedanke ich mich beim Amt für Tiefbau des Kantons Uri, insbesondere Heribert Huber, Leiter der Abteilung Kunstbauten. Seine Unterstützung ermöglichte den Bau des Versuchsstands, der für diese Arbeit von entscheidender Bedeutung war. Ein ganz herzlicher Dank geht an die immer sehr hilfsbereiten Mitarbeiter des Werkhofs in Göschenen und natürlich an alle, die mich moralisch unterstützten. Ohne sie wäre die Arbeit nicht zum Abschluss gekommen.

Zürich, September 2004
Heidi Ungricht

Inhaltsverzeichnis

Vorwort	i
Zusammenfassung	vii
Abstract	ix
Abkürzungen, Symbole und Definitionen	xi
1 Einleitung	1
1.1 Hintergrund/Motivation	1
1.2 Zielsetzungen	2
2 Grundlagen und Literatur	5
2.1 Porosität	6
2.2 Wasserhaushalt und Transportmechanismen von Wasser in Beton	8
2.2.1 Sorption	8
2.2.2 Wasserdampfdiffusion	10
2.2.3 Kondensation und Verdunstung	12
2.2.4 Kapillarer Wassertransport	14
2.2.5 Kombination verschiedener Mechanismen	20
2.3 Transport und Speicherung von Chloriden in Beton	22
2.3.1 Chloridbindung	22
2.3.2 Kapillartransport (Huckepack)	23
2.3.3 Diffusion	23
2.3.4 Migration	25
2.4 Modelle für den Chlorideintrag	28
2.4.1 Skandinavische Länder	28
2.4.2 England	30
2.4.3 USA/Canada	31
2.4.4 Deutschland	32
2.4.5 Dauerhaftigkeitsmodelle	33
2.4.6 Ansätze für den Kapillartransport	34
2.4.7 Zusammenfassende Beurteilung der Modelle für den Chlorideintrag	35
2.5 Einfluss der Betonqualität	36
2.5.1 Einfluss auf den Kapillartransport von Wasser und Chloriden	37
2.5.2 Einfluss auf die Diffusion bzw. Migration von Chloriden	38
2.5.3 Einfluss auf das Chloridbindevermögen	38

2.6	Methodische Aspekte	39
2.6.1	Online-Monitoring	39
2.6.2	Spezifischer elektrischer Widerstand und spezifische elektrische Leitfähigkeit	40
2.6.3	Messung des elektrischen Widerstands und Kompensation der Temperatur	43
3	Konzept der Arbeit	45
4	Experimentelle Untersuchungen	47
4.1	Laborversuche	47
4.1.1	Untersuchungen zur Betonqualität	47
4.1.2	Aufsaugversuche	48
4.1.3	Bestimmung des spezifischen elektrischen Widerstands	50
4.1.4	Bestimmung der Zellkonstanten	51
4.2	Feldversuch im Naxbergtunnel	53
4.2.1	Objekt – Versuchsstand	53
4.2.2	Eingesetzte Materialien	54
4.2.3	Instrumentierung und Messgrößen	54
5	Resultate und Auswertungen der Laborversuche	57
5.1	Untersuchungen zur Betonqualität	57
5.2	Aufsaugversuche	59
5.3	Bestimmung des spezifischen elektrischen Widerstands	62
5.3.1	Spezifischer elektrischer Widerstand und Wassergehalt	62
5.3.2	Spezifischer elektrischer Widerstand und Temperatur	66
5.4	Bestimmung der Zellkonstanten	69
6	Resultate und Auswertungen aus dem Feldversuch	71
6.1	Klima im Naxbergtunnel	71
6.2	Temperaturkompensation	77
6.2.1	Bezugstemperatur T_0	78
6.2.2	Zeitintervall und Anforderungen an die Qualität der Regression	79
6.2.3	Statistische Betrachtung der b-Werte der gesamten Messperiode	81
6.2.4	Qualitative Betrachtung der Ausgangsgrößen und der Regressionskoeffizienten	84
6.3	Temperaturkompensierte spezifische elektrische Widerstände vor Ort	88
6.3.1	Vor Ort gemessene elektrische Widerstände – spezifische elektrische Widerstände	88
6.3.2	Vergleich der verschiedenen Betonqualitäten	88
6.4	Umrechnung der gemessenen elektrischen Widerstände auf den Wassergehalt	91
6.5	Chloridgehalt im Beton	96
6.6	Korrosionsströme und Potenziale an den elektrisch isolierten Stäben	103
7	Wasser- und Schadstoffaufnahme – Diskussion der Resultate	109
7.1	Wasserhaushalt	109
7.1.1	Beschreibung des Wasserhaushalts im Referenzbeton ($w/z = 0.50$)	109
7.1.2	Klimatische Randbedingungen	113
7.1.3	Der Feuchtigkeitszustand des Betons als innere Voraussetzung	116
7.1.4	Kapillar füllbares Porenvolumen	120

7.1.5	Bestimmende Transportmechanismen	121
7.2	Definition von Gross- und Kleinereignissen	124
7.2.1	Ausmass und Tiefenwirkung des Wassereintrags	124
7.2.2	Geschwindigkeit und Dauer des Wassereintrags	126
7.2.3	Zusammenstellung der charakteristischen Merkmale und der Randbedingungen	128
7.2.4	Auswirkungen der Ereignisse auf den Chloridgehalt	129
8	Modellbildung für die Chloridaufnahme	133
8.1	Neues Modell für den Aufbau von Profilen	133
8.2	Rückrechnung von Profilen	139
8.3	Vergleich der Modelle	143
9	Schlussfolgerungen	145
9.1	Wasserhaushalt und Schadstoffeintrag	145
9.2	Methodik	149
9.3	Vergleich verschiedener Massnahmen zur Erhöhung der Dauerhaftigkeit	151
9.3.1	Betonqualität, Hydrophobierung	151
9.3.2	Überdeckungen	153
9.3.3	Stahlqualität	153
10	Ausblick	155
	Anhang – Wasserhaushalt	159
	Literaturverzeichnis	177
	Lebenslauf	187

Zusammenfassung

Die häufigste Ursache für Instandsetzungsarbeiten an Bauwerken der Verkehrsinfrastruktur ist die chloridinduzierte Korrosion der Bewehrung. Der Schädigungsprozess wird in zwei relativ klar unterscheidbare Phasen unterteilt. Deshalb umfassen Modelle für Prognosen der Dauerhaftigkeit meist auch zwei Teilmodelle: ein erstes für die Initiierungsphase, während der die Chloride in den Beton eingetragen werden, ein zweites für die daran anschliessende Korrosionsphase. Viele Modelle für den Chlorideintrag basieren auf reiner Diffusion und setzen damit einen mehr oder weniger homogenen Prozess voraus. Schwierigkeiten entstehen bei der Beschreibung und der Prognose des Chlorideintrags unter der wechselnden Beanspruchung durch Spritzwasser. Unter derartigen Verhältnissen, die oft bei Bauwerken der Verkehrsinfrastruktur vorherrschen, verläuft der Eintrag von Chloriden in den Beton nicht homogen. Die vorliegende Arbeit hatte primär zum Ziel, detaillierte Kenntnisse zu erhalten über die bei der Wasser- und Chloridaufnahme ablaufenden physikalischen Prozesse. Insbesondere sollten die festgestellten einzelnen Ereignisse, während denen innert kurzer Zeit eine grosse Wasser- und Chloridaufnahme erfolgt, charakterisiert und definiert werden und im Weiteren sollte ein Vorschlag für die rechnerische Modellierung des Chlorideintrags unter Spritzwasserbeanspruchung erarbeitet werden.

Die Zielsetzungen wurden durch die Kombination eines umfangreichen Feldversuchs mit verschiedenen Laboruntersuchungen erreicht. Im Feldversuch wurde einerseits das Verhalten verschiedener Betone verglichen und andererseits eine breite Datenbasis für die Analyse der Beanspruchungsseite unter einer natürlichen Spritzwasserbelastung beschafft. Der Einsatz eines Online-Monitorings ermöglichte die detaillierte Erfassung und das Studium der Vorgänge in situ. Von der Analyse des Wasserhaushalts im Beton konnte auf den Aufbau von Chloridprofilen in solchen Expositionen geschlossen und ein entsprechendes Berechnungsmodell entwickelt werden.

Unter wechselnden Spritzwasserverhältnissen prägen Einzelereignisse den Wasserhaushalt. Die wichtigsten Transportmechanismen von Wasser während diesen Ereignissen sind Kapillartransport und Verdunstung, die gleichzeitig ablaufen. Wegen der Verdunstung ist der Wassereintrag infolge Kapillartransport vor Ort kleiner als während eines Aufsaugversuchs im Labor. Unter bestimmten klimatischen Verhältnissen wird die Verdunstung aber so gering, dass innerhalb von kurzen Zeitabschnitten nahezu Versuchsbedingungen vorliegen und die Wasseraufnahme vor Ort mit ähnlichen Geschwindigkeiten erfolgt wie im Labor. Dies ist der Fall bei einer Kombination von sehr hohen Luftfeuchtigkeiten mit tiefen Temperaturen. Klimatisch bedingt sind demnach grosse Wassereinträge nur in den Wintermonaten zu erwarten. Ab März bis etwa November sind die Wasseraufnahmen auf eine Oberflächenschicht von

5 bis 10 mm beschränkt, und der Beton trocknet von aussen nach innen langsam aus. Bei günstigen klimatischen Voraussetzungen für eine Wasseraufnahme wird die aufgenommene Wassermenge durch die Qualität des Betons und dessen momentanen Feuchtigkeitszustand bestimmt.

Auf Grund ihrer Auswirkungen auf den Feuchtigkeitszustand im Beton wurden grosse, mittlere und kleine Ereignisse definiert. Als Kriterium zur Charakterisierung dieser Ereignisse wurde die Tiefe des Wassereintrags gewählt. Diese ist von der Exposition und der Betonqualität unabhängig. Während nach mittleren Ereignissen nach 2 bis 4 Wochen der Ausgangszustand bezüglich der Feuchtigkeit im Beton wieder erreicht wird, haben Grossereignisse eine Langzeitwirkung von mehreren Monaten. Das bedeutet, dass Grossereignisse nicht nur beim Schadstoffeintrag eine wichtige Rolle spielen, sondern dass sie auch einen wesentlichen Einfluss auf die Korrosionsgeschwindigkeit haben.

Die Art des Wassereintrags prägt auch den Eintrag von Chloriden, der während der Ereignisse in den Wintermonaten über den Kapillartransport erfolgt. Der Chlorideintrag erfolgt damit sehr schnell innerhalb kurzer Zeitabschnitte von wenigen Tagen. Die entsprechenden Chloridmengen und deren Eintragstiefe wurden für die verschiedenen Ereignisse abgeschätzt. Wie die Wassermengen sind sie von der Betonqualität abhängig. Für die Bildung von Chloridprofilen konnte damit ein einfaches Modell vorgeschlagen werden, das die verschiedenen Transportmechanismen berücksichtigt: Während der Wintermonate werden Chloride durch Kapillartransport in den Oberflächenbereich eingetragen, dort angereichert und evtl. in grössere Tiefen weitertransportiert. Während des ganzen Jahrs werden sie, den jeweils vorhandenen Konzentrationsgradienten entsprechend, durch Diffusion nach innen, evtl. auch nach aussen umverteilt. Der Beitrag des Kapillartransports wird auf Grund des Aufsaugverhaltens des Betons und der Exposition bestimmt, und für die Berechnung der Umverteilung werden der im Labor bestimmte Chloridmigrationskoeffizient und eine entsprechende Lösung für die Diffusionsgleichung verwendet. Mit dem Modell werden die wesentlichsten Mechanismen auf den Chlorideintrag unter wechselnder Spritzwasserbeanspruchung erfasst und verschiedene Einflüsse auf diese Mechanismen können auf einfache Art integriert werden. Es ermöglicht damit verbesserte Prognosen.

Die angewandte Kombination von Messungen vor Ort mit verschiedenen Laboruntersuchungen hat sich bewährt. Sie ermöglichte die Analyse des Wasserhaushalts von Beton unter natürlicher Spritzwasserbelastung und die Beschaffung der Datenbasis für die Modellierung.

Bei ähnlichem kapillar füllbarem Porenvolumen nimmt ein Beton mit gröberen Poren schneller Wasser auf und trocknet auch schneller wieder aus als ein feinporiger Beton. Die Nachhaltigkeit von Ereignissen ist damit in Betonen mit gröberen Poren kleiner und eine nächste Wasseraufnahme ist schneller wieder möglich. Das bedeutet, dass bei gleicher Exposition insgesamt mehr Wasser und Chloride aufgenommen werden. Dies war beim Beton mit $w/z = 0.50$, beim Flugasche- und beim Hüttensandbeton der Fall. Der Beton mit Silikastaub nahm im Verhältnis zu seinem kapillar füllbaren Porenvolumen eher kleinere Wassermengen auf. Die positive Auswirkung eines tiefen w/z -Werts im Hinblick auf den Wasser- und Chlorideintrag konnte klar nachgewiesen werden. In allen Betonen war der Anteil gebundener Chloride hoch und lag bis zu einem Gesamtchloridgehalt von rund 2 M% bezogen auf den Zementgehalt zwischen 63 und 85 %. In Betonen mit Zusatzstoffen sind wegen des höheren elektrischen Widerstands vor allem während der Austrocknungsphase in den Sommermonaten markant kleinere Korrosionsgeschwindigkeiten zu erwarten. Bei sehr feuchtem oder nassem Beton in den Wintermonaten sind die Unterschiede geringer.

Abstract

The chloride-induced corrosion of reinforcement is the main reason for repair of concrete components in traffic infrastructure. Two stages of the deterioration process may be distinguished: initiation and propagation. Consequently, prediction models for the durability mostly comprise two parts as well. The first one describes the chloride ingress into the concrete during the initiation stage, while the second one models the following propagation stage. Many models for the chloride ingress assume a more or less homogeneous process and are based on diffusion as the only transport mechanism. The application of these models for the description and the prediction of chloride ingress is restricted to conditions where the concrete is permanently wet. These models are not valid for concrete in splash water exposure conditions. However, such conditions are dominant in road environment, where the chloride ingress is not homogeneous at all. The primary goal of the present work was to obtain detailed knowledge of the physical processes, which occur during the water absorption and the chloride ingress. In particular, the observed discrete incidents, within which water and chlorides enter into the concrete in a short time, were described and defined. Further, a proposal for the modelling of chloride ingress in splash water environments was developed.

The goals were reached by combining an extensive field study and investigations in the laboratory. The behaviour of different concrete mixtures was compared in the field study, which laid the basis for the analysis of the influence of various exposure conditions. The on-line-monitoring allowed a detailed survey and to study the processes in-situ. From the analysis of the changes of the water content in the concrete, the build-up of the chloride profiles could be investigated and finally an appropriate model could be developed.

Different incidents have been observed which determine the water content of concrete in a splash water exposure. Capillary suction and evaporation are the most important transport mechanisms during these incidents. Both of these processes proceed simultaneously and they seem to influence each other. Due to the evaporation, the in-situ water absorption as a result of capillary suction gets retarded compared to the absorption in a suction test performed in laboratory. But there are certain climatic conditions, which reduce the capability of the evaporation. For certain time periods, a situation may develop for which in-situ and laboratory water absorption rates are very similar. Such situations occur for combinations of high relative humidity and low temperature. Thus, large uptakes of water are expected only during winter-time. From March to November, the absorbed amounts are small and limited at a boundary layer of 5 to 10 mm. In this period of the year, the concrete desiccates slowly from the outside inwards. The volume of absorbed water is determined by the concrete properties and its water content at the time before the incident, providing optimal climatic conditions are present.

The incidents were categorised as large, medium and small ones according to their effects on the water content of concrete. They were characterised by the depth of water ingress. This criterion is independent of the type of exposure of the concrete and its quality. While the humidity of the concrete reaches its initial state between 2 to 4 weeks after a medium incident, the large incidents may have a long-term effect lasting for several months. That means, that the large incidents become important not only when considering the chloride ingress, but also for the corrosion rate.

The nature of the water ingress is a decisive factor for the chloride ingress, which happens during wintertime. Similar to the water ingress, the chloride ingress proceeds very fast, within periods of a few days, due to capillary suction. The corresponding volume of chlorides and the depth of its ingress were evaluated for the different incidents and, considering the different transport mechanisms, a simple model was proposed for the build-up of the chloride profiles: During wintertime, the chlorides reach the outer layer of the concrete due to capillary suction. The chlorides are accumulated there and may be transported deeper into the concrete by capillary suction. Irrespective of the climatic season of the year they are redistributed inwards and eventually outwards by diffusion, with respect to the present concentration gradient. The contribution of the capillary transport may be determined based on the suction behaviour of a particular concrete mix and the exposure conditions. The redistribution of the chlorides has been calculated using the chloride migration coefficient from a laboratory migration test and the corresponding solution of Fick's second law. The model includes the most important phenomena that influence the chloride ingress in a splash water environment. All the factors, that may have an influence on them, can easily be taken into account. Hence, it enables to improve the predictions of the build-up of chloride profiles in concrete.

The combination of in-situ measurements (e. g. electrical resistance, chloride content) and laboratory tests has shown to be an appropriate method for the analysis of the changes of water content in concrete and provided the basis for the modelling.

Assuming a similar rate of capillary pores, concrete mixtures with coarser pores absorb water faster, and dry out faster as well, than concrete mixtures with finer pores. That means that the sustainability of an incident is smaller in a concrete with coarser pores and an additional absorption of water is possible again in shorter time. As a result, a larger volume of water and also more chlorides are taken up in the same exposure (for example the concretes with $w/c = 0.50$, with fly ash and with slag). The reverse was found for concrete with silica fume, it took up rather smaller amounts compared to its rate of capillary pores. The positive effect of a low w/c -ratio with regard to the water and chloride ingress was clearly shown. The mass of bound chloride was high in all concrete mixtures. Up to a total chloride content of about 2 % per cement mass, it was between 63 to 85 %. Distinctive lower corrosion rates may be expected in concretes with mineral additions due to their higher electrical resistance, especially in the case, in which the concrete mixtures dry out during summertime. The differences in the behaviour of the various concrete mixtures become smaller with increasing water content during wintertime.

Abkürzungen, Symbole und Definitionen

Abkürzungen und Definitionen

Astra	Bundesamt für Strassen
SMA	Schweizerische Meteorologische Anstalt
ETH	Eidgenössische Technische Hochschule in Zürich
IBWK	Institut für Baustoffe, Werkstoffchemie und Korrosion an der ETH
TFB	Technische Forschung und Beratung für Zement und Beton in Wildegg

CEM I 42.5	reiner Portlandzement
FA	Flugasche
HS	Hüttensand
MS	Silikastaub
Normalbeton	Beton, nur mit Portlandzement (CEM I 42.5), ohne Zusatzstoffe
CSH	Calziumsilikathydrat

WH	Wasserhaushalt	
WG	Wassergehalt	
LF	elektrische Leitfähigkeit	
ZK	Zellkonstante	
w/z-Wert	Verhältnis von Wasser zu Zement im Beton	[kg/kg]
w/B-Wert	Verhältnis von Wasser zu Bindemittel im Beton	[kg/kg]

Symbole

A	Wasseraufnahmekoeffizient	$[\text{kg}/\text{m}^2/\text{h}^{0.5}]$
B	Wassereindringkoeffizient	$[\text{m}/\text{h}^{0.5}]$
C	Oberflächenkonzentration der Chloride	$[\text{M}\%/\text{Z}], [\text{mol}/\text{l}]$
D	Diffusions- oder Migrationskoeffizient	$[\text{m}^2/\text{s}]$
J	Massenstromdichte	$[\text{kg}/\text{m}^2/\text{s}]$
R	absoluter Widerstand	$[\Omega]$
	oder Retardationsfaktor	$[-]$
T	Temperatur	$[\text{°C}], [\text{K}]$
T_0	Bezugstemperatur bei der Temperaturkompensation von elektrischen Widerständen	$[\text{K}]$

b	b -Wert, Exponent der Temperaturabhängigkeit des elektrischen Widerstands	[K]
c	Chloridkonzentration	[M%/Z], [mol/l]
h	Tiefe des Chlorideintrags durch Kapillartransport	[m]
m	Masse, Menge	[kg], [mol]
p	Partialdruck	[Pa/m]
x	Längenvariable	[m]
r	Poren- oder Bohrkernradius	
t	Zeit	[s], [h]
u	Wassergehalt	[m ³ /m ³], [Vol.%]
β	Randwinkel	[-]
ϑ	Wasserübergangskoeffizient	[kg/m ² /h/Pa]
φ	relative Luftfeuchtigkeit	[-]
η	dynamische Viskosität von Wasser	[Ns/m ²]
κ	Flüssigkeitsleitfähigkeit	[m ² /h]
ρ	spezifischer elektrischer Widerstand	[Ω m]
ρ_w	Raumgewicht des Wassers	[kg/m ³]
σ	spezifische elektrische Leitfähigkeit	[S/m]
σ_w	Oberflächenspannung des Wassers	[N/m]

1 Einleitung

1.1 Hintergrund/Motivation

Der Wiederbeschaffungswert der Verkehrsinfrastruktur der Schweiz beträgt heute über 300 Mia. Franken. Bei einer Nutzungsdauer von 50 bis 100 Jahren sollten jährlich 1 bis 2 % davon in Erhaltungsmassnahmen investiert werden. Diese müssen langfristig geplant und die notwendigen finanziellen Mittel dafür bereitgestellt werden. Dazu und zur Bestimmung der optimalen Interventionszeitpunkte sind Modelle für die ablaufenden Schädigungsmechanismen eine Voraussetzung.

Hauptursache für die Schäden an den Bauten der Verkehrsinfrastruktur bildet die durch Chloride induzierte Korrosion an der Bewehrung. Der Schädigungsprozess wird grob in zwei Phasen unterteilt [1]: die Initiierungsphase und die Korrosionsphase (Bild 1.1). Während der Initiierungsphase werden die Chloride in den Beton eingetragen. Sie dauert bis zu dem Zeitpunkt, zu dem an der Oberfläche der Bewehrung der kritische Chloridgehalt erreicht wird und der Korrosionsprozess beginnen kann. Während der anschliessenden Korrosionsphase findet die eigentliche Metallauflösung statt, welche zu Querschnittsverlusten und im Laufe der Zeit zum Teil auch zu Abplatzungen führt.

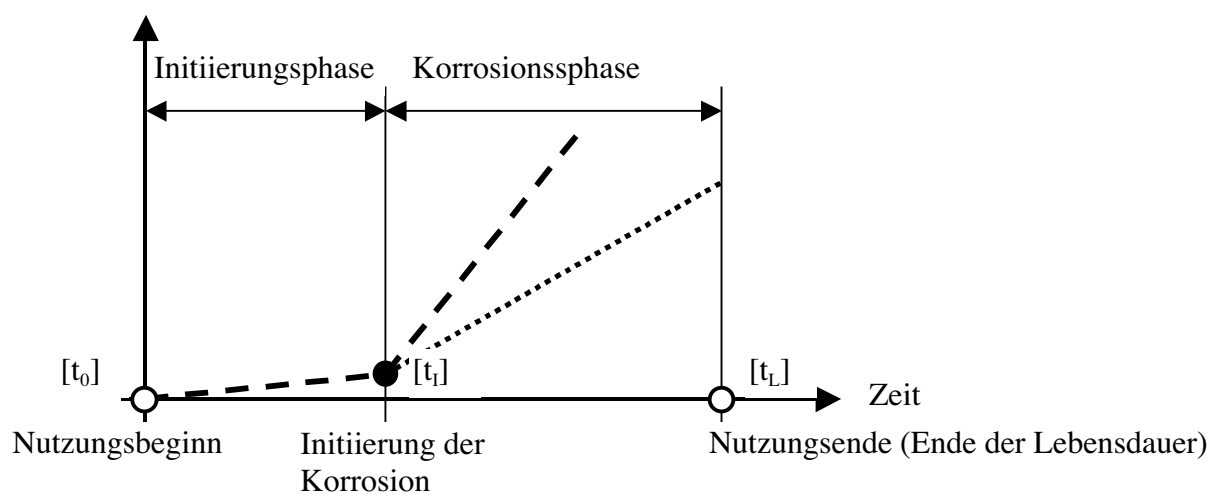


Bild 1.1: Schadenentwicklung bei Korrosion der Bewehrung infolge von Chloriden [1].

Mit konstruktiven (z. B. erhöhte Überdeckungen, Oberflächenschutzsysteme etc.) und mit materialtechnischen Massnahmen (Beton- und Stahlqualität, Inhibitoren) wird versucht, das Entstehen und die Weiterentwicklung von Schäden zu verhindern oder wenigstens so zu verlangsamen, dass bis zum Ende der Nutzungszeit t_L das Schadenausmass (Betonabplatzungen, Querschnittsverluste an der Bewehrung etc.) in einem für den Eigentümer bzw. Betreiber tolerierbaren Rahmen bleibt. Mit den verschiedenen Massnahmen wird Einfluss genommen auf die Geschwindigkeit des Schädigungsprozesses während den beiden Phasen (Steigung der Geraden) und auf die Lage des Knickpunkts (Dauer der beiden Phasen).

Modelle für Prognosen im Hinblick auf das Verhalten von Bauwerken bezüglich ihrer Dauerhaftigkeit während der (Rest-)Nutzungszeit enthalten somit im Minimum zwei Teilmodelle: Ein erstes beschreibt die Initiierungsphase, ein zweites die Korrosionsphase.

Beide Phasen des Schädigungsprozesses wurden und werden in zahlreichen Arbeiten untersucht. So sind auch am IBWK verschiedene Arbeiten entstanden. Der zur Auslösung der chloridinduzierten Korrosion bzw. zur Depassivierung des Stahls notwendige Chloridgehalt an der Stahloberfläche wurde von Zimmermann [2] untersucht, der nach der Auslösung zu erwartende, in erster Linie von der Temperatur und der Feuchtigkeit (elektrischer Widerstand) abhängige Fortschritt der Korrosion von Schiegg [3].

Auch die Initiierungsphase war und ist Gegenstand vieler Untersuchungen, z. B. am IBWK: [4 bis 7]. Der während dieser Phase stattfindende Aufbau von Chloridprofilen wird vorab durch die Qualität des Oberflächenbetons und die Exposition (Feuchtigkeits- und Chloridbeanspruchung, Austrocknungsverhältnisse etc.) bestimmt. Viele Modelle für den Chlorideintrag basieren auf Diffusionsvorgängen und setzen damit einen mehr oder weniger homogenen Prozess voraus. Schwierigkeiten entstehen damit bei der Beschreibung und Prognose des Chlorideintrags unter der wechselnden Beanspruchung durch Spritzwasser. Unter derartigen Verhältnissen, die oft bei Bauwerken der Verkehrsinfrastruktur vorherrschen, verläuft der Eintrag von Chloriden in den Beton hinein nicht homogen und die ablaufenden Prozesse sind nicht völlig geklärt.

Die kontinuierliche Erfassung verschiedenster Messgrössen mittels Online Monitoring eröffnet die Möglichkeit, die Vorgänge vor Ort detailliert zu erfassen und zu studieren.

1.2 Zielsetzungen

Die vorliegende Arbeit hat primär zum Ziel, detaillierte Kenntnisse zu erhalten über die physikalischen Prozesse, welche bei der Wasser- und Chloridaufnahme unter der wechselnden Beanspruchung durch Spritzwasser ablaufen. Insbesondere sollen die festgestellten Gross- und Kleinereignisse, während denen innert kurzer Zeit viel (chloridhaltiges) Wasser aufgenommen wird, charakterisiert und definiert werden. Die Charakterisierung der Ereignisse soll sowohl die äusseren Einwirkungen und die inneren Voraussetzungen als auch die Auswirkungen enthalten, und ihre Definition über die Auswirkungen erfolgen (Bild 1.2).

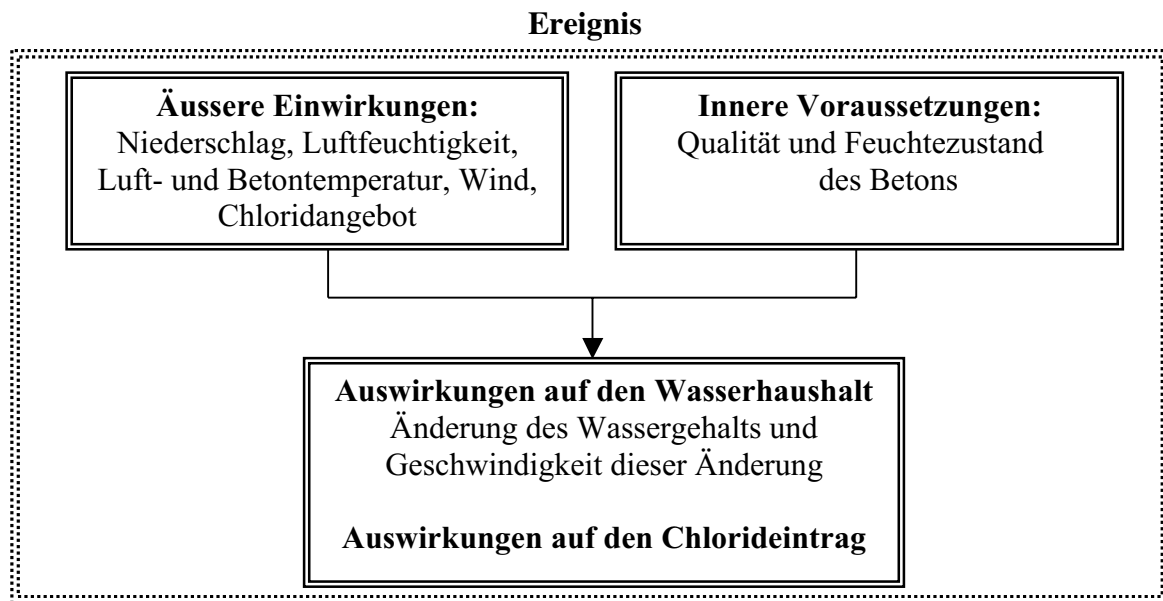


Bild 1.2: Parameter für die Charakterisierung der festgestellten Ereignisse.

Es werden Antworten zu folgenden, die Initiierungsphase betreffenden Fragen gesucht:

1. Wie ist der Wasserhaushalt (WH) des Betons unter der wechselnden Beanspruchung durch Spritzwasser?

$WH = f(\text{Luft- und Betontemperatur, Luft- und Betonfeuchtigkeit, Niederschlag, Windverhältnisse, Betonqualität})$

2. Welche Transportmechanismen dominieren den Wasserhaushalt unter der wechselnden Beanspruchung durch Spritzwasser?
3. Welche Folgen resultieren im Hinblick auf den Chlorideintrag?
4. Wie baut sich ein Chloridprofil unter der wechselnden Beanspruchung durch Spritzwasser auf?

$\text{Chloridprofil} = f(\text{WH, Betonqualität, Chloridangebot})$

5. Was sollten Modelle berücksichtigen, die den Chlorideintrag unter der wechselnden Beanspruchung durch Spritzwasser beschreiben?
6. Welche Randbedingungen müssen definiert werden?
7. Welche Baustoffkennwerte müssen bestimmt werden?
8. Einfluss unterschiedlicher Betonqualitäten (Zusatz von Silikastaub, Flugasche oder Hüttensand sowie w/z-Wert) und einer Hydrophobierung auf den Wasserhaushalt.
9. Einfluss unterschiedlicher Betonqualitäten auf das entstehende Chloridprofil.
10. Einfluss unterschiedlicher Betonqualitäten auf die elektrische Leitfähigkeit und damit auf die Korrosionsgeschwindigkeit.

2 Grundlagen und Literatur

Beton ist ein heterogener Werkstoff, der aus Zuschlag, Zement und Wasser hergestellt wird. Beim Aushärten des Betons reagieren Wasser und Zement miteinander und bilden den Zementstein, der für die Verkittung des Zuschlags sorgt. Die Hydratation beginnt an der Oberfläche der Zementkörner und schreitet nach innen fort. Als Reaktionsprodukte werden vorwiegend Calciumsilikathydrate und Calciumhydroxid gebildet. Zusammen mit auskristallisiertem Calciumhydroxid bilden die Calciumsilikathydrate das Zementgel, welches die Hohlräume zwischen den Zementkörnern mit der Zeit auffüllt [8]. Mit zunehmender Hydratation nimmt damit die Dichtigkeit des Zementsteins zu. Die Hydratationsreaktion ist kaum je vollständig abgeschlossen. Die Reaktionsgeschwindigkeit nimmt aber stark ab. Das Porensystem des Betons bzw. des Zementsteins ermöglicht neben allfälligen Rissen den Eintrag von Wasser und Schadstoffen in den Beton hinein.

Zur grundsätzlichen Inhomogenität des Betons können Unterschiede wie Kiesnester, Hohlstellen etc. infolge der Verarbeitung kommen. Weiter hat der Randbeton einen erhöhten Anteil an Zementstein im Vergleich zum Kernbeton, und der durchschnittliche Durchmesser des Zuschlags nimmt von innen nach aussen ab [9, 10]. Entsprechend nimmt die Porosität zur Oberfläche hin zu. Kreijger bestimmte die Dicke der Oberflächenschicht mit 2 bis 4 mm [9]. Die Eigenschaften des Randbetons sind für die Dauerhaftigkeit von grosser Bedeutung.

Auch die Zusammensetzung des Zementsteins selber ist nicht gleichmässig. Die Porosität in der 40 bis 50 μm dicken Kontaktzone Zuschlag/Zementstein ist etwa dreimal so gross wie die Porosität im Zementstein mit grösserem Abstand zum Zuschlagskorn [11]. Da der mittlere Abstand zwischen den Zuschlagspartikeln rund 75 bis 100 μm beträgt, weist der grösste Teil im Zementstein die Eigenschaften der Kontaktzone auf.

2.1 Porosität

Die Porosität des Zuschlags spielt für normale Anwendungen keine Rolle. Die Porosität des Zementsteins hingegen, insbesondere die Gesamtporosität, die Porenradienverteilung und die Vernetzung des Porensystems haben einen entscheidenden Einfluss auf die Dauerhaftigkeit.

Das Porensystem ist zusammengesetzt aus Poren mit unterschiedlichsten Durchmessern. Gelporen zwischen den Gelpartikeln entstehen bei der Hydratation. Da das Gelporenwasser notwendig ist für die Hydratation, lässt sich die Bildung von Gelporen nicht vermeiden. Das Gelporenvolumen ist abhängig vom Zementgehalt und vom Hydratationsgrad, nicht abhängig ist es vom w/z-Wert. Gelporen haben einen Durchmesser von 2 bis 3 nm. Das Wassermolekül ist mit einem Durchmesser von 0.28 nm nur eine Größenordnung kleiner. Wasser in den Gelporen ist deshalb stark physikalisch an die Porenwände gebunden und kann nur bei Temperaturen über 100 °C ausgetrieben werden. Unter Normalbedingungen sind die Gelporen mit Wasser gefüllt.

Die Kapillarporen entstehen einerseits durch überschüssiges Wasser, welches weder chemisch noch physikalisch im Zementgel gebunden wird und andererseits durch chemisches Schwinden. Bei einem w/z-Wert grösser als ca. 0.40 reicht das entstehende Zementgel auch bei vollständiger Hydratation nicht aus, um die Zwischenräume zwischen den Zuschlags- und Zementkörnern auszufüllen. Das kommunizierende Kapillarporensystem wird aber durch die bei tieferen w/z-Werten und genügend langer Hydratation entstehende grössere Menge Zementgel immer wieder unterbrochen und blockiert. Isolierte Kapillarporen sind nur noch über die Gelporen verbunden, was eine starke Verlangsamung des Wassertransports zur Folge hat. Für den Transport von Flüssigkeiten sind nach [12] vor allem die Kapillarporen mit Radien von 50 nm bis 10 µm bestimmend. Das Kapillarporenvolumen hängt vom w/z-Wert ab, wobei mit zunehmendem w/z-Wert hauptsächlich der Anteil der grösseren Kapillarporen mit Durchmessern > 100 nm zunimmt [13].

Für die Einteilung der Poren wurden verschiedene Vorschläge gemacht. Durchgesetzt hat sich die Einteilung von Setzer [14], die auf der kapillaren Saugfähigkeit basiert (Tabelle 2.1). Es folgt, dass Poren mit Durchmessern bis zu 50 nm noch den Gelporen zugeordnet werden und dass der Anteil der Kapillaren für die Leistungsfähigkeit des kapillaren Saugens massgebend ist.

Die zunehmende Hydratation hat eine Verschiebung der Porenradienverteilung zu kleineren Durchmessern hin und eine Verkleinerung der Gesamtporosität zur Folge.

Tabelle 2.1: Poreneinteilung nach Setzer [14].

Betontechnologische Einflüsse	Porenart		Porenradius	
Verdichten, Sieblinie	Verdichtungsporen	Grobporen	$> 2 \text{ mm}$	Lassen sich nur unter Druck füllen, in der Regel leer
Sieblinie, Luftporenbildner	Kapillarporen	Makrokapillaren	$50 \text{ }\mu\text{m}$ bis 2 mm	Kapillares Saugen: sehr schnell, aber nur kleine Saughöhe
w/z-Wert		Kapillaren	$2 \text{ }\mu\text{m}$ bis $50 \text{ }\mu\text{m}$	Kapillares Saugen: maximale Saughöhe wird innerhalb von 5 bis 10 Tagen erreicht
Mehlkornanteil		Mikrokapillaren	50 nm bis $2 \text{ }\mu\text{m}$	Kapillares Saugen: grosse Saughöhe, aber extrem langsam
Hydratation, Zementart und Zusatzstoffe	Gelporen	Mesoporen	2 nm bis 50 nm	Wasser ist grösstenteils physikalisch gebunden
		Mikroporen	$< 2 \text{ nm}$	Wasser ist physikalisch gebunden

2.2 Wasserhaushalt und Transportmechanismen von Wasser im Beton

Der Wasserhaushalt im Beton wird durch verschiedene, meist parallel ablaufende Feuchtespeicherungs- und Transportmechanismen bestimmt, die von der Temperatur, der Feuchtigkeit der umgebenden Luft und des Betons sowie von der Porosität und der Porenradienverteilung des Betons abhängig sind.

2.2.1 Sorption

In einem porösen Baustoff kann zwischen chemisch gebundenem, physikalisch gebundenem sowie freiem Wasser unterschieden werden. Im Beton ist Wasser in den bei der Hydratation entstehenden Calciumsilikathydraten und im Calciumhydroxid chemisch gebunden. Durch mehr oder weniger starke van der Waals-Kräfte werden weitere Wassermoleküle physikalisch an die Oberfläche des Zementsteins gebunden. Mit zunehmendem Abstand von der Zementsteinoberfläche werden diese Anziehungskräfte kleiner und die Beweglichkeit der Wassermoleküle grösser, bis von ungebundenem oder freiem Wasser gesprochen werden kann.

Im Kontakt mit Luft ist der Wassergehalt poröser Baustoffe abhängig von der relativen Luftfeuchtigkeit und von der Temperatur. Mit der Zeit stellt sich die Gleichgewichtsfeuchtigkeit für die entsprechende Situation ein. Der Zusammenhang zwischen dem Wassergehalt und der relativen Luftfeuchtigkeit für eine definierte Temperatur wird als Sorptionsisotherme bezeichnet. Sie wird durch die Porosität, die Porenradien und die innere Oberfläche bestimmt. Ein typischer Verlauf ist in Bild 2.1 dargestellt.

Der Bereich bis zu einer relativen Luftfeuchtigkeit von 95 % wird als hygroscopischer Bereich bezeichnet. Die aus der Luft aufgenommene Feuchtigkeit wird bis rund 50 % relativer Luftfeuchtigkeit durch Adsorption, danach in erster Linie durch Kapillarkondensation gespeichert. Der eindiffundierte Wasserdampf wird nur gespeichert und mehr oder weniger stark durch Adsorptions- und Kapillarkräfte gebunden. Es findet kein Flüssigwassertransport statt. Dieser Teil der Sorptionsisotherme wird stark durch die innere Oberfläche des Zementsteins beeinflusst.

Bei etwa 20 bis 30 % relativer Luftfeuchtigkeit ist die Oberfläche mit einer monomolekularen Wasserschicht bedeckt, die durch sehr starke van der Waals-Kräfte gebunden ist. Nimmt die Luftfeuchtigkeit zu, werden weitere Schichten angelagert, deren Bindung weniger stark ist. Die Dicke des Wasserfilms steht im Gleichgewicht mit der relativen Luftfeuchtigkeit im Porenraum. Bei ca. 50 % relativer Luftfeuchtigkeit sind die kleinsten Poren durch Adsorption mit Wasser gefüllt. Oberhalb davon nimmt die Bedeutung der Adsorption ab und die Sorptionsisotherme wird vorwiegend durch die Kapillarkondensation geprägt. Die grossen Kapillarkräfte in den feinsten Poren führen zum Abfall des Dampfdrucks über den gekrümmten Mennisken, so dass Poren mit Radien zwischen etwa 1.5 bis 20 nm bereits bei relativen Luftfeuchtigkeiten von 50 bis 95 % gefüllt werden. Der Zusammenhang zwischen der Luftfeuchtigkeit und dem Radius der gerade noch gefüllten Poren wird durch die Gleichung von Kelvin beschrieben (2.1).

$$r = \frac{-2 \sigma_w}{R T \rho_w \ln(\varphi)} \quad \text{Gleichung von Kelvin (2.1)}$$

mit	r	Radius [m]
	σ_w	Oberflächenspannung des Wassers [N/m]
	R	Gaskonstante des Wassers [Nm/kg/K]
	T	Temperatur [K]
	ρ_w	Dichte von Wasser [kg/m ³]
	φ	relative Luftfeuchtigkeit [-]

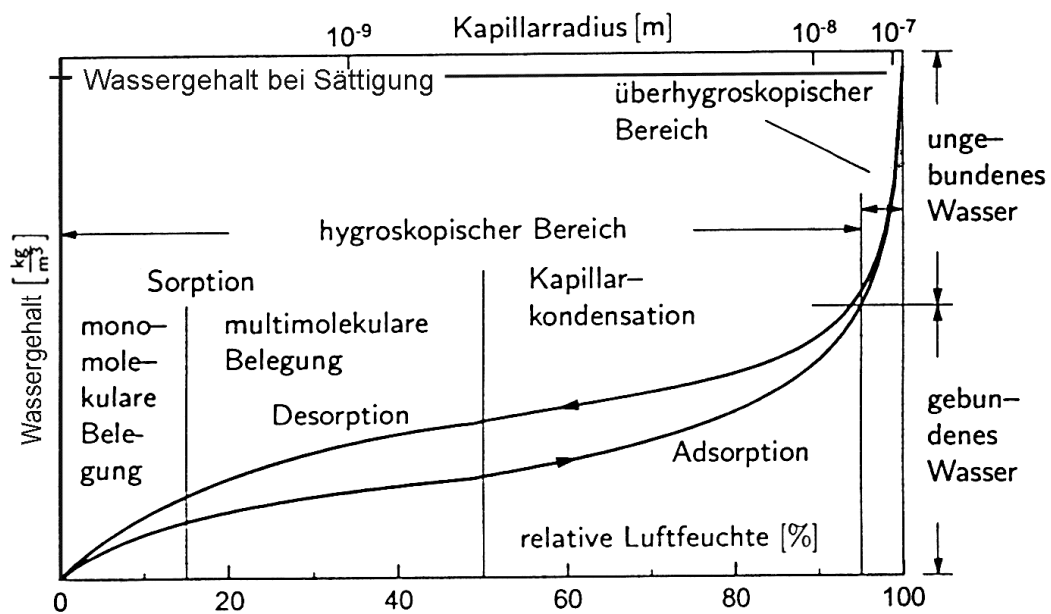


Bild 2.1: Beispiel für eine Sorptionsisotherme von Beton, aus [15] nach [16].

Im überhygroskopischen Bereich (relative Luftfeuchtigkeit über 95 %) steigt der Wassergehalt stark an und die Sorptionsisotherme ist kaum mehr experimentell bestimmbar. In diesem Bereich werden zusätzlich Kapillarkräfte wirksam, wobei kleinere Poren die grösseren leer saugen. Bei der Wasserzunahme werden so zuerst die feinsten, dann auch grössere Mikroporen gefüllt (Radien bis rund 100 nm bei 99 % relativer Luftfeuchtigkeit und 20 °C). Wasser, das im überhygroskopischen Bereich gespeichert wird, ist ungebunden.

Die Sorptionsisotherme verläuft unterschiedlich bei der Wasseraufnahme bzw. -abgabe. Dies wird mit dem so genannten Flaschenhalseffekt erklärt, der bei Poren auftritt, welche nur über Poren mit kleineren Radien zugänglich sind. Bei der Adsorption werden diese Verengungen früher durch Kapillarkondensation gefüllt als die eingeschlossenen Poren. Diese sind dann noch über Diffusion für die Wassermoleküle erreichbar und füllen sich langsam. Bei der Desorption können sie sich nur mit den Flaschenhalsporen wieder entleeren [17, 18].

Die Form der Sorptionsisotherme gibt Hinweise über die Porenradienverteilung im Nanometerbereich. Änderungen des Verlaufs der Sorptionsisotherme weisen auf neu wirksame Speicher- bzw. Transportmechanismen hin.

Mit zunehmender Temperatur wird die Sorptionsisotherme infolge der grösseren Mobilität des Wassers und der kleineren Adsorptionskräfte zu tieferen Wassergehalten verschoben (Bild 2.2). Auch die Geschwindigkeit, mit der sich die Gleichgewichtsfeuchtigkeit einstellt, wird durch die Temperatur beeinflusst.

Der Dampfdruck wird proportional zur Salzkonzentration herabgesetzt über Salzlösungen. Die Sorptionsisothermen steigen deshalb bei der Sättigungsfeuchte von im Porensystem vorhandenen Salzen stark an. Über einer gesättigten NaCl-Lösung entspricht der Dampfdruck einer relativen Luftfeuchtigkeit von 75 %. Ab dieser Luftfeuchtigkeit bleiben demnach in stark chloridhaltigem Beton Poren mit Radien bis zu ca. 100 nm immer gefüllt und bei 90 % relativer Luftfeuchtigkeit ist der Beton bereits nahezu gesättigt. Deshalb wird auch die Austrocknung oberhalb der Sättigungsfeuchte des Salzes stark gebremst. Unterhalb davon werden die Sorptionsisothermen nicht beeinflusst [19, 20, 21].

Zur Beschreibung der Sorptionsisothermen werden verschiedene mathematische Ansätze verwendet.

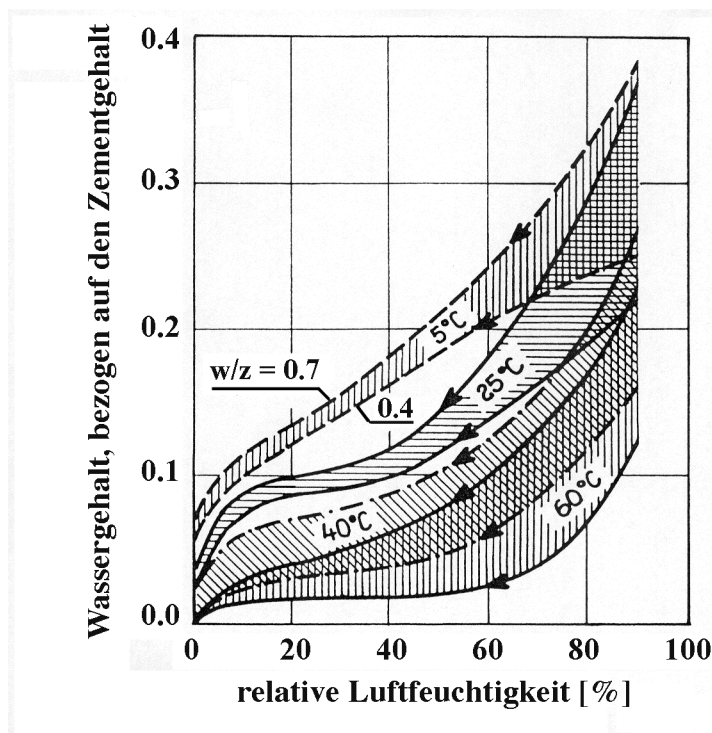


Bild 2.2: Einfluss der Temperatur und des w/z-Werts auf die Desorption, aus [22].

2.2.2 Wasserdampfdiffusion

Diffusion nennt man alle molekularen Bewegungsvorgänge, bei denen Atome, Ionen oder kleine Moleküle auf Grund von Teildruck- bzw. Konzentrationsunterschieden wandern. Sie wird verursacht durch die thermische Eigenbeweglichkeit der Teilchen (Brown'sche Molekularbewegung), ist abhängig von der Temperatur und vom Druck und tritt in Flüssigkeiten und in Gasen auf. Die Bewegung der Moleküle ist zufällig und gleichmässig in alle Richtungen verteilt, solange keine Konzentrations- oder Partialdruckunterschiede vorhanden sind.

Im Zusammenhang mit dem Wasserhaushalt von Beton sind bei eher trockenen Verhältnissen Wasserdampfdiffusion und Oberflächendiffusion von Bedeutung. Im hygroskopischen Bereich ist die Wasserdampfdiffusion massgebend im Vergleich zum Flüssigwassertransport (Kapitel 2.2.1), solange kein Kontakt zu flüssigem Wasser vorhanden ist. Oberflächendiffusion ist in der Adsorptionsschicht bei genügender Beweglichkeit des Wassers möglich, das heisst bei genügend hoher relativer Luftfeuchtigkeit und entsprechend dickem Wasserfilm.

Antrieb für den Transport von Wasserdampf durch Diffusion ist ein Wasserdampfpartialdruck- oder Konzentrationsgefälle. Bei zeitlich konstantem Partialdruck- bzw. Konzentrationsgefälle liegen stationäre Verhältnisse mit einer konstanten Massenstromdichte vor. Zur mathematischen Beschreibung übertrug Fick 1855 die Gleichungen für die Wärmeleitung von Fourier auf die Diffusion:

$$J = -D \frac{dc}{dx} = -\frac{D}{RT} \frac{dp}{dx} \quad \text{Gleichung (2.2): 1. Fick'sches Gesetz}$$

mit	$\frac{dc}{dx}$	Konzentrationsgefälle [kg/m ³ /m]
	$\frac{dp}{dx}$	Partialdruckgefälle [Pa/m]
	J	Massenstromdichte [kg/m ² /s]
	D	Wasserdampfdiffusionskoeffizient [m ² /s]
	R	Gaskonstante für Wasserdampf [J/kg/K]
	T	Temperatur [K]

Das 2. Fick'sche Gesetz gilt für instationäre Verhältnisse mit zeitlich und örtlich variabler Konzentration, Gleichung (2.3):

$$\frac{\partial c(x,t)}{\partial t} = D \frac{\partial^2 c(x,t)}{\partial x^2} \quad \text{Gleichung (2.3): 2. Fick'sches Gesetz}$$

Voraussetzung für die Gleichungen (2.2) und (2.3) ist ein homogenes, isotropes Medium mit einem konstanten Diffusionskoeffizienten. Der Diffusionskoeffizient für Wasserdampf ist stark abhängig von der Temperatur und vom Druck. In Baustoffen ist er viel kleiner als in der Luft und nimmt mit zunehmendem Wassergehalt ab. Solange die relative Luftfeuchtigkeit unter der Sättigungsfeuchte liegt, wird die Wasserdampfdiffusion durch Salze infolge der Porenraumverkleinerung eher behindert, bei höherer Feuchtigkeit eher beschleunigt.

Wasserdampfdiffusion ist möglich, solange die Wassermoleküle unbehindert durch das Porensystem wandern können. In Poren mit Durchmessern kleiner etwa 100 nm ist dies nicht mehr der Fall. Man spricht dann von Effusion oder Knudsen'scher Molekularbewegung. Da Diffusion und Effusion mit demselben Transportgesetz beschrieben werden können und der Anteil der Effusion am gesamten Massenfluss im Vergleich zur Diffusion klein ist, wird die Effusion im Bauwesen der Diffusion zugeschlagen.

2.2.3 Kondensation und Verdunstung

Die Luft kann nur eine stark von der Temperatur abhängige beschränkte Menge an Wasser in Form von Wasserdampf aufnehmen, bis sie gesättigt ist. Wenn diese Wassermenge überschritten und der vorhandene Wasserdampfdruck grösser als der Sättigungsdampfdruck wird, tritt Kondensation ein. Dies geschieht bei einem Temperaturabfall bei gleich bleibendem Wasserdampfdruck oder bei einer Erhöhung des Wasserdampfdrucks bei gleich bleibender Temperatur, [23]. Es ist üblich, die Feuchtigkeit der Luft als relative Luftfeuchtigkeit φ anzugeben:

$$\varphi(T) = \text{vorhandener Wasserdampfdruck} / \text{Sättigungsdampfdruck}(T)$$

Bei relativen Luftfeuchtigkeiten unter 100 % beginnt freies Wasser zu verdampfen. Dieser Feuchtigkeitstransport aus einem Bauteil oder von einer Flüssigkeitsoberfläche in die Atmosphäre wird mit Verdunstung bezeichnet. Er erfolgt über die Diffusion von Wasserdampf durch die dünne Grenzschicht an der Bauteil- oder Wasseroberfläche, Gleichung (2.4).

$$J = \vartheta (p_o - p_L) \quad \text{Gleichung (2.4)}$$

mit	J	Massenstromdichte [kg/m ² /h]
	ϑ	Wasserdampfübergangskoeffizient [kg/m ² /h/Pa]
	p_o	Wasserdampfdruck an der Bauteiloberfläche [Pa]
	p_L	Wasserdampfdruck in der Luft [Pa]

Das treibende Potenzial für den Massentransport ist die Dampfdruckdifferenz zwischen der Bauteiloberfläche und der Luft. Wird sie negativ, läuft die Diffusion in die andere Richtung und es wird Wasser an der Oberfläche abgeschieden (Kondensation).

Voraussetzungen für Kondensation bei relativen Luftfeuchtigkeiten unter 100 % entstehen zum Beispiel (Kapitel 2.2.1):

- infolge der Erniedrigung des Dampfdrucks über den gekrümmten Menisken in den sehr feinen Kapillaren,
- infolge der Erniedrigung des Dampfdrucks über Salzlösungen.

Der Diffusionswiderstand der Grenzschicht, die Temperatur- und die Dampfdruckverhältnisse sind massgebend für Verdunstung und Kondensation. In Bild 2.3 ist die Dampfmasse dargestellt, die bei einem Druck von 1 bar pro m² und 1 m Diffusionsweg in 1 Stunde verdunstet, abhängig von der Temperatur und der relativen Luftfeuchtigkeit. Man stellt fest:

- Die Verdunstungsgeschwindigkeit wächst stark mit zunehmender Temperatur bei gegebenen äusseren Verhältnissen (Fläche, Weg, Luftdruck und Dampfdruck der Luft).
- Im üblichen Temperaturbereich gilt dies auch für die Verdunstungsgeschwindigkeit infolge Molekulardiffusion in engen Poren (im Bild für einen Porendurchmesser von 60 nm gerechnet).
- Bei hohen Temperaturen hat eine Senkung des Dampfdrucks in der Luft (der relativen Luftfeuchtigkeit) nur noch eine kleine Auswirkung auf die Verdunstungsgeschwindigkeit.

Neben den bereits erwähnten Einflüssen sind auch der Wind und die Sonneneinstrahlung zu beachten. Im Sommer wird bei hohen Temperaturen der Wasserdampfübergangskoeffizient und damit die Verdunstungsgeschwindigkeit durch Wind stark erhöht. Im Winter wird dieser Effekt durch die gleichzeitige Absenkung der Oberflächentemperatur teilweise kompensiert. Die Sonneneinstrahlung bewirkt eine erhebliche Erhöhung der Oberflächentemperatur und damit der Dampfdruckdifferenz und der Verdunstungsgeschwindigkeit [24]. Schliesslich wird die Verdunstungsgeschwindigkeit durch Vakuum in der Umgebungsluft ebenfalls erhöht [25].

Die Austrocknung wird durch die Verdunstungsgeschwindigkeit bestimmt. Sie ist relativ konstant und nur von den äusseren Randbedingungen abhängig, solange der Baustoff an der Oberfläche noch sehr feucht und der Nachschub aus dem Inneren genügend ist. Wenn die Verdunstungsstromdichte nicht mehr voll durch den kapillaren Nachschub gewährleistet werden kann, nehmen der Wassergehalt und die relative Luftfeuchtigkeit an der Oberfläche stark ab. Ab diesem Zeitpunkt erfolgt der Nachschub im Inneren über Kapillarttransport und in einer wachsenden Oberflächenschicht über Diffusion. Das hat eine ausgeprägte Abnahme der Verdunstungsgeschwindigkeit zur Folge, da die Leistungsfähigkeit der Diffusion kleiner ist als diejenige der Verdunstung (Knickpunktkurve nach Krischer [25]).

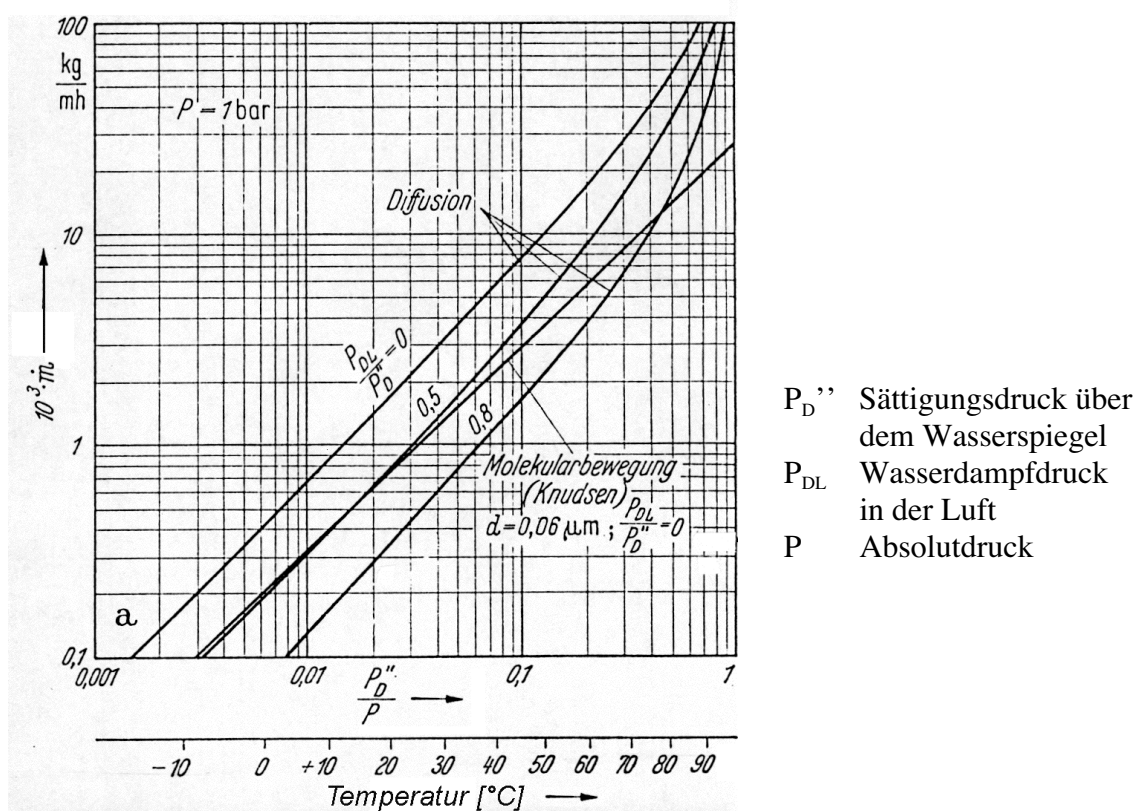


Bild 2.3: Massenstromdichte J , pro m^2 und Stunde bei einem Diffusionsweg von 1 m, in Abhängigkeit von der Temperatur und der relativen Luftfeuchtigkeit (Absolutdruck: 1 bar), aus [25].

2.2.4 Kapillarer Wassertransport

In direktem Kontakt zu einer Flüssigkeit nehmen poröse Feststoffe die Flüssigkeit infolge von Kapillarkräften auf, solange sie noch nicht gesättigt sind. Die Kapillarität lässt sich anschaulich am Verhalten von Flüssigkeiten in engen Zylindern, so genannten Kapillaren, darstellen. Wird eine Kapillare vertikal in eine benetzende Flüssigkeit gestellt, so steigt die Flüssigkeit in der Kapillare über das Flüssigkeitsniveau im Gefäß empor (Bild 2.4). Wird die Kapillare in eine nicht benetzende Flüssigkeit eingetaucht, so wird der Spiegel in der Kapillare unter das Niveau von ausserhalb gedrückt.

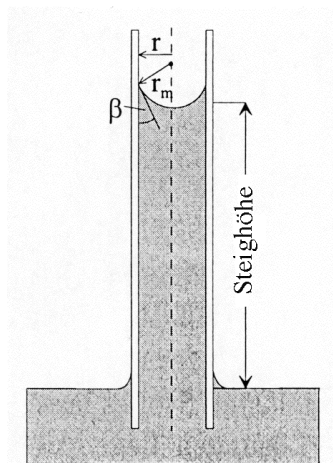


Bild 2.4: Wirkung der Kapillarkraft einer benetzenden Flüssigkeit, aus [6].

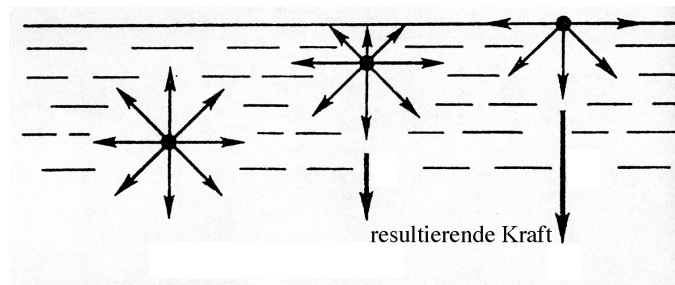


Bild 2.5: Gegenseitige Anziehungskräfte auf die Moleküle in einer Flüssigkeit, aus [26].

Die Ursache für diese Erscheinung sind die Grenzflächenspannungen zwischen den drei verschiedenen Phasen: der Kapillare, der Flüssigkeit und der Luft. Im Fall von Grenzflächen gegen Gase wird von Oberflächen gesprochen (z. B. Wasser-Luft). Die Oberfläche Wasser-Luft kann man sich als dünne Membran vorstellen, die unter einer Zugspannung – der Oberflächenspannung – steht. Die Oberflächenspannung entsteht durch das Ungleichgewicht der Anziehungskräfte auf die Wassermoleküle, die an der Oberfläche liegen (Bild 2.5). Die Resultierende der angreifenden Kräfte zeigt nach innen. Um ein Molekül an die Oberfläche zu bringen, d.h. um neue Oberfläche zu schaffen, muss deshalb Kraft bzw. Energie aufgewendet werden. Die Oberflächenspannung ist überall und in allen Richtungen gleich gross und entspricht der Energie, die aufgewendet werden muss für eine Vergrößerung bzw. der Energie, die frei wird bei einer Verkleinerung der Grenzfläche. Man kann sich die Oberflächenspannung auch als Zugkraft in der Grenzfläche entlang einer Schnittkante vorstellen.

Die Grenzflächenspannung ist vor allem abhängig vom Zustand der beiden angrenzenden Medien (Verschmutzungen, Vorbehandlungen etc.). Die Temperaturabhängigkeit ist vergleichsweise gering. Die Oberflächenspannung von Wasser beträgt $72.7 \cdot 10^{-3} \text{ N/m}$ bei 20°C und $75.7 \cdot 10^{-3} \text{ N/m}$ bei 0°C .

Im Fall der Kapillare treffen die drei Grenzflächenspannungen an der Wasserlinie entlang der Kapillare aufeinander. Es stellt sich ein Randwinkel ein, der nur von den Grenzflächenspannungen der angrenzenden Stoffe abhängig ist, Gleichung (2.5), (Bild 2.6).

$$\cos \beta = \frac{\sigma_{F,L} - \sigma_{F,W}}{\sigma_{W,L}} \quad \text{Gleichung (2.5)}$$

mit β Randwinkel Feststoff-Wasser [-]
 $\sigma_{F,L}$ Oberflächenspannung Feststoff-Luft [N/m]
 $\sigma_{F,W}$ Grenzflächenspannung Feststoff-Wasser [N/m]
 $\sigma_{W,L}$ Oberflächenspannung Wasser-Luft [N/m]

Mineralische und metallische Oberflächen haben eine sehr grosse Oberflächenspannung gegen Luft. Gleichung (2.5) kann in diesem Fall nicht mehr erfüllt werden, der Randwinkel wird Null und die Wasserlinie wandert nach links. Derartige Baustoffoberflächen sind vollständig benetzbar. Nicht benetzbar sind Oberflächen, die einen Randwinkel $> 90^\circ$ bilden (Bild 2.6, rechts).

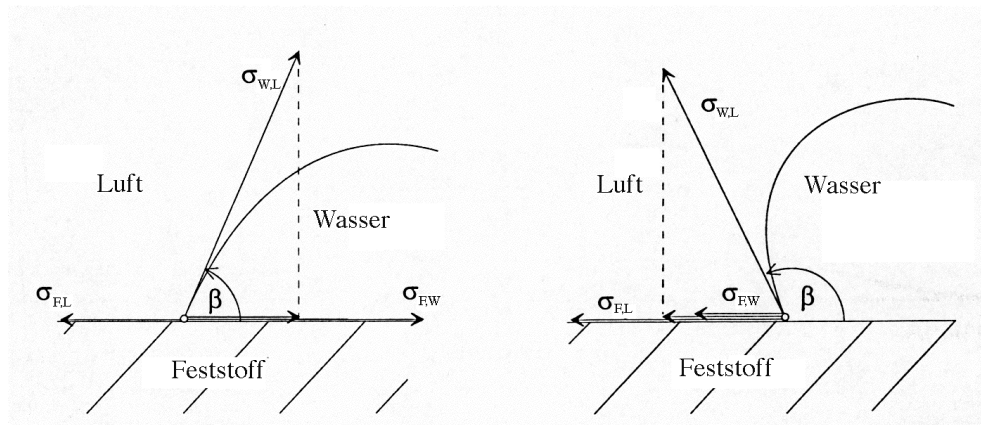


Bild 2.6: Kontaktwinkel einer benetzenden (links) und einer nicht benetzenden (rechts) Flüssigkeit, aus [6].

In einer Kapillare bildet sich demnach der Randwinkel aus, der den vorhandenen Oberflächenspannungen entspricht und eine Krümmung der Grenzfläche Wasser-Luft bewirkt. Die Betrachtung des Gleichgewichts an der Grenzfläche ergibt den erzeugten Kapillardruck (1. Laplace'scher Satz, Gleichung 2.6, Bild 2.7). Der Kapillardruck nimmt demnach zu mit abnehmendem Radius.

$$p_{Luft} - p_{Wasser} = p_K = \cos \beta \frac{2\sigma_{W,L}}{r} \quad \text{Gleichung (2.6)}$$

mit p_{Luft} Luftdruck [N/m²]
 p_{Wasser} Druck im Wasser [N/m²]
 p_K Kapillardruck [N/m²]
 $\sigma_{W,L}$ Oberflächenspannung Wasser-Luft [N/m]
 r Radius der Kapillaren [m]

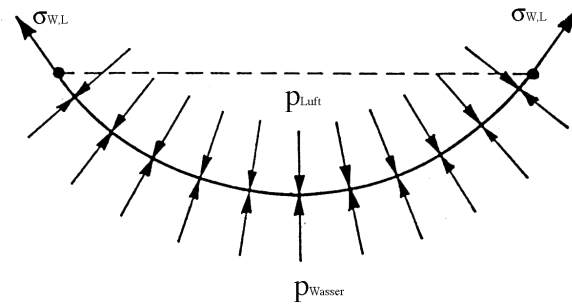


Bild 2.7: Gleichgewicht an der gekrümmten Oberfläche Wasser-Luft, aus [18] nach [27].

Ein positiver Kapillardruck führt zu einem Unterdruck im Wasser und damit zum Ansteigen des Wassers in der Kapillare. Die maximale Steighöhe ist erreicht, wenn das Gewicht des Wassers in der Kapillare dem Kapillardruck entspricht, Gleichung (2.7).

$$H = \frac{2}{r} \frac{\sigma_{W,L}}{g \rho_W} \cos \beta \quad \text{Gleichung (2.7)}$$

mit H maximale Steighöhe [m]
 ρ_W Dichte von Wasser [kg/m³]
 g Erdbeschleunigung [m/s²]

Die Bewegung des Meniskus beim kapillaren Saugen wird durch die Gleichung von Navier-Stokes beschrieben. Ihre Vereinfachung für eine vertikale Kapillare ergibt Gleichung (2.8) für die Steiggeschwindigkeit und für die Eindringtiefe deren Lösung (2.9) [5, 28]:

$$\frac{dx}{dt} = \frac{r^2}{8\eta x} \frac{2\sigma_{W,L}}{r} \quad \text{Gleichung (2.8)}$$

$$x(t) = \sqrt{\frac{\sigma_{W,L} r}{2\eta}} \sqrt{t} \quad \text{Lösung (2.9)}$$

mit $\frac{dx}{dt}$ Steiggeschwindigkeit [m/s]
 $x(t)$ Eindringtiefe [m]
 η dynamische Viskosität des Wassers [Ns/m²]
 t Zeit [s]

Gegen die Bewegung der Flüssigkeit wirken innere Reibungskräfte. Geschwindigkeit und Eindringtiefe werden deshalb auch durch die dynamische Viskosität des Wassers beeinflusst. Diese nimmt ab mit zunehmender Temperatur, bei 0 °C beträgt sie 1.787 10⁻³ Ns/m² und bei 20 °C 1.002 10⁻³ Ns/m². Eindringtiefe und Geschwindigkeit nehmen zu mit zunehmendem Radius und abnehmender Viskosität, d.h. mit zunehmender Temperatur.

Der kapillare Wassertransport ist nur im Radienbereich von 50 nm bis 1mm wirksam. Kleinere Radien werden durch Kapillarkondensation gefüllt und bei grösseren Radien ist der Kapillardruck zu gering.

Im Gegensatz zur zylindrischen Kapillare besteht Zementstein aus einem Porensystem mit unterschiedlichsten Durchmessern und unterschiedlichster Geometrie. Trotzdem hat es sich als nützlich erwiesen, das Zylindermodell anzuwenden. In verschiedenen Arbeiten wurde ein effektiver Radius oder ein Umwegfaktor als Näherung für die Porenradienverteilung eingeführt [21, 29, 30, 31]. Der Zusammenhang zwischen dem Porendurchmesser und der maximalen Steighöhe bzw. der Sauggeschwindigkeit ist in Bild 2.8 dargestellt. Daraus folgt, dass für den Kapillartransport im Beton die Poren mit Radien von 2 bis 100 μm sehr wichtig sind, da die maximale Steighöhe innerhalb von einem Tag erreicht wird (Tabelle 2.1). Die verschiedenen Sauggeschwindigkeiten führen dazu, dass sich die größeren Poren schneller füllen als die feinen und sich deshalb keine scharfe Wasserfront ausbildet. Dieser so genannte Tailingeffekt wird mit zunehmender Kontaktzeit immer ausgeprägter [5, 32, 33]. Die kapillare Wasseraufnahme in Beton erfolgt demnach vor allem über die größeren Poren, z. B. in der sehr porösen Kontaktzone Zuschlag-Zementstein. Bei der anschliessenden Umverteilung saugen die kleineren Poren die grösseren leer, bis alle Poren bis zu einem bestimmten Durchmesser gefüllt sind.

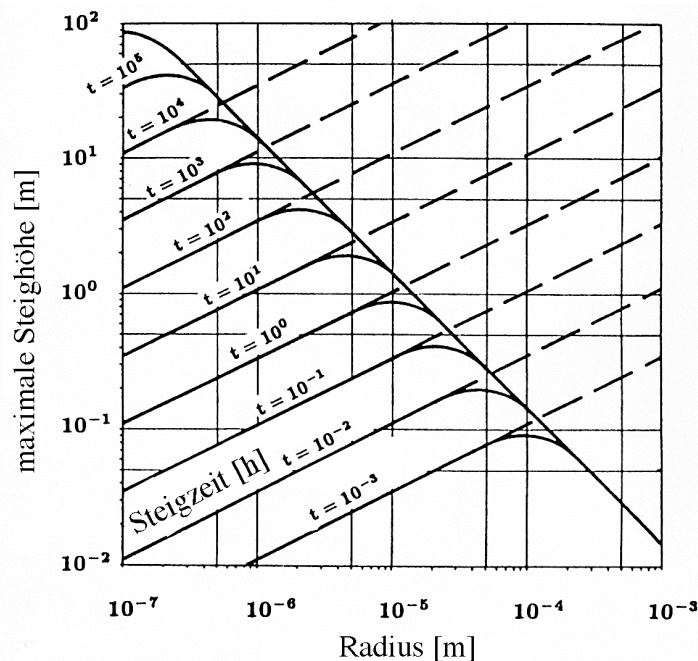


Bild 2.8: Zusammenhang zwischen dem Porendurchmesser und der maximalen Steighöhe bzw. Geschwindigkeit für vertikale (ausgezogene Linien) und horizontale (unterbrochene Linien) Saugrichtung, aus [21].

Modelle für den Kapillartransport

Bereits Kettenacker hat 1930 auf Grund von Versuchsergebnissen die folgenden Ansätze (2.10) und (2.11) für den Kapillartransport vorgeschlagen [34]:

$$x(t) = k_1 t^{n_1} \quad \text{und} \quad m(t) = k_2 t^{n_2} \quad \text{Ansätze (2.10) und (2.11)}$$

mit k_1, k_2, n_1, n_2 Koeffizienten und Exponenten
 $m(t)$ aufgenommene Wassermenge
 $x(t)$ Eindringtiefe

In Aufsaugversuchen mit behinderter Verdunstung bestimmte er die Koeffizienten für Ziegel und Kalksandsteine (Tabelle 2.2) und erhielt im Fall der Ziegel das \sqrt{t} -Gesetz, Lösung (2.9). Bei seinen Versuchen stellte er auch bereits den Tailingeffekt fest.

Tabelle 2.2: Aufsaugkoeffizienten nach Kettenacker [34].

	k_1	k_2	n_1	n_2
Ziegel	4.0	4.8	0.514	0.5
Kalksandstein	8.7	7.0	0.314	0.28

Auf theoretischem Weg leitete Cammerer das \sqrt{t} -Gesetz für horizontales und bei kleinen Steighöhen auch vertikales Saugen her [35]. Schwarz definierte und bestimmte auf dieser Basis den Wasseraufnahme- und den Wassereindringkoeffizienten für verschiedene Baustoffe und untersuchte den Einfluss der Materialfeuchtigkeit, Ansätze (2.12) und (2.13), [36]. Bis zur Durchfeuchtung der Proben stellte er eine gute Übereinstimmung mit dem \sqrt{t} -Gesetz und einen starken linearen Zusammenhang zwischen dem Wasseraufnahmekoeffizienten und dem Feuchtigkeitsgehalt der Probe fest. Letzteren findet auch Volkwein [37].

$$x(t) = B \sqrt{t} \quad \text{und} \quad m(t) = A \sqrt{t} \quad \text{Ansätze (2.12) und (2.13)}$$

$$\begin{array}{ll} \text{mit} & A \quad \text{Wasseraufnahmekoeffizient [kg/m}^2\text{/h}^{0.5}\text{]} \\ & B \quad \text{Wassereindringkoeffizient [m/h}^{0.5}\text{]} \end{array}$$

Das \sqrt{t} -Gesetz für die aufgenommene Wassermenge und die Steighöhe setzt eine klare Wasserfront und eine homogene Verteilung des Wassers voraus. Im Beton mit seinem System aus Poren unterschiedlichster Radien werden diese Voraussetzungen nur bei kurzen Saugzeiten einigermaßen erfüllt (ca. 24 Stunden in [32]). Bei längerer Versuchsdauer sind grössere Abweichungen feststellbar, die nach [4] mit abnehmender Porosität zunehmen. Diese werden auf Quellverformungen des Porenraums im Kontakt mit Wasser [38], Verstopfung der Poren, chemische Reaktionen zwischen Zementstein und Wasser [29], die „Erhöhung“ der dynamischen Viskosität des Wassers in engen Poren infolge der starken van der Waals'schen Kräfte [37] und elektrostatische Effekte zurückgeführt. Für organische Flüssigkeiten ist das \sqrt{t} -Gesetz auch bei längeren Zeiten gültig, falls keine Reaktionen mit dem Zementstein stattfinden [29, 39].

Die kapillare Wasseraufnahme von porösen Systemen kann mit den Modellen, die auf dem Verhalten einer Zylinderkapillare basieren, nicht vollständig beschrieben werden. Neben den Abweichungen bei langen Saugzeiten sind auch keine Aussagen zur Wassergehaltsverteilung oder zu Ausgleichsvorgängen möglich. Deshalb wurde von Krischer ein Modell entwickelt, das als treibende Kraft für den Wassertransport in teilweise gesättigten Systemen nicht den Kapillardruck benützt, sondern das Wassergehaltsgefälle, Gleichung (2.14) [25]:

$$J = \rho_w \kappa(u) \frac{du}{dx} \quad \text{Gleichung (2.14)}$$

mit	$\frac{du}{dx}$	Wassergehaltsgefälle [m^{-1}]
	J	Feuchte- bzw. Massenstromdichte [$\text{kg}/\text{m}^2/\text{h}$]
	$\kappa(u)$	Flüssigkeitsleitfähigkeit [m^2/h]

Die Flüssigkeitsleitfähigkeit $\kappa(u)$ hängt stark von der Feuchtigkeit ab. Sie wird durch den Widerstand der nachströmenden Flüssigkeit bestimmt. Dieser hängt von der Anzahl und der Grösse der gefüllten Poren ab und ist proportional zur Zähigkeit ($1/\eta$). Da der Strömungswiderstand in grösseren Poren kleiner ist, steigt die Leistungsfähigkeit des Transports mit zunehmender Feuchtigkeit und mit zunehmender Temperatur. Die Saugrichtung hat in diesem Modell keinen Einfluss. Bei den Werten für $\kappa(u)$ muss aber zwischen Wasseraufnahme und Austrocknen/Umverteilen unterschieden werden. Zwischen dem Wasseraufnahme- und dem Wassereindringkoeffizienten und der Flüssigkeitsleitfähigkeit wurden in verschiedenen Arbeiten Zusammenhänge hergestellt [16, 30]. In [4, 40] wurde schliesslich der kapillare Wassertransport auf der Basis der Perkolationstheorie beschrieben.

Einflüsse auf das kapillare Aufsaugen

Aus Lösung (2.9) folgt eine zu $\sqrt{\sigma_{w,l}/\eta}$ proportionale Zunahme der Eindringtiefe bei der kapillaren Wasseraufnahme für Flüssigkeiten, die dem \sqrt{t} -Gesetz gehorchen. Abweichungen wurden bei Wasser festgestellt [41]. Den Parametern des Versuchs entsprechend, muss somit die Veränderung der Oberflächenspannung und der Viskosität der aufgesogenen Lösung beurteilt werden:

- Die Viskosität nimmt mit zunehmender Temperatur schneller ab als die Oberflächenspannung. Insgesamt resultiert demnach eine Zunahme der Flüssigkeitsaufnahme mit zunehmender Temperatur [42].
- NaCl im Wasser führt zu einer überproportionalen Zunahme der Viskosität mit der NaCl-Konzentration, während die Zunahme der Oberflächenspannung proportional verläuft. Insgesamt resultiert für höhere Konzentrationen (ab etwa 5 M%) eine Abnahme der Wasseraufnahme [43]. Meist wurde kein Unterschied im Aufsaugverhalten von Salzlösungen festgestellt [4, 5, 44]. In [33] wird jedoch von einer verstärkten Abweichung vom \sqrt{t} -Gesetz geschrieben.

Die Anfangsfeuchtigkeit und deren Gradient haben einen starken Einfluss auf das Aufsaugverhalten. Bei hoher Luftfeuchtigkeit bzw. hohem Wassergehalt hängt die Saugfähigkeit davon ab, wie gross das Porenvolumen ist, das nicht bereits durch Kapillarkondensation gefüllt wurde (exkl. die Luftporen, die nur unter Druck gefüllt werden können). Ein hoher Anteil an Poren mit Radien < 100 nm führt zu einem grossen Einfluss der Umgebungsfeuchtigkeit. Entsprechend wurde in vielen Untersuchungen eine zum Teil auch lineare Abnahme des Wasseraufnahmekoeffizienten mit zunehmender Anfangsfeuchtigkeit bestimmt [5, 6, 36, 37, 41, 45]. Praktisch kein Einfluss der Anfangsfeuchtigkeit oder sogar eher eine Vergrösserung der Saugfähigkeit wurde bei grobporösen Gefügen festgestellt [37, 45]. Dies kann mit einer grösseren Oberflächenspannung in den vorgenetzten Poren erklärt werden [25].

Über die Auswirkung des Randbetons liegen widersprüchliche Resultate vor. Während in [9, 46] eine 2 bis 4 mm dicke Oberflächenschicht mit einem erhöhten Wassereindringkoeffizienten festgestellt wurde, resultierte in [47] eine Verlangsamung der Wasseraufnahme. Auch

die Karbonatisierung der Oberflächenschicht wird kontrovers beurteilt. Eine Verringerung der Wasseraufnahme mit zunehmender Karbonatisierung wurde in [48] bestimmt, eine Zunahme des Wassereindringkoeffizienten in [37].

Bei der Versuchsdurchführung ist der starken Abhängigkeit der Wasseraufnahme von der Feuchtigkeit und vom Feuchtigkeitsgradienten Rechnung zu tragen. Die Aufnahmekoeffizienten verschiedener Untersuchungen variieren infolge der unterschiedlichen Vorkonditionierung stark und können kaum verglichen werden. Innerhalb der ersten 24 h kann auch für die Aufnahme von Wasser das \sqrt{t} -Gesetz angewendet werden. Die so bestimmten Wasseraufnahme- bzw. Wassereindringkoeffizienten sind für die Beurteilung von Bauwerkssituationen genügend aussagekräftig. Ob ein Aufsaug- oder ein Infiltrationsversuch durchgeführt wird, hat kaum einen Einfluss auf das Aufsaugverhalten [29, 39].

2.2.5 Kombination verschiedener Mechanismen

Der Wasserhaushalt im Beton wird durch verschiedene, meist parallel ablaufende Feuchtespeicherungs- und Transportmechanismen bestimmt, die vor allem von der Temperatur und der Feuchtigkeit der umgebenden Luft und des Betons sowie vom Porensystem des Betons abhängig sind. Die sehr variablen Porenradialen haben zur Folge dass immer verschiedene Transport- und Speicherprozesse mit unterschiedlicher Leistungsfähigkeit und unterschiedlichen Ursachen gleichzeitig ablaufen.

Für die Wasseraufnahme aus der Dampfphase bei zunehmender Luftfeuchtigkeit hat Rose in [49] sechs verschiedene Stadien unterschieden (Bild 2.9).

In einem sehr trockenen Baustoff wird zunächst aller eindringende Wasserdampf sofort an den Porenwänden adsorbiert (Stadium A). Sobald die Porenwände mit einer oder mehreren Molekülschichten belegt sind, ist der Porenraum für Wasserdampf diffundierbar (Stadium B). Die Dicke des adsorbierten Wasserfilms steht im Gleichgewicht mit der relativen Luftfeuchtigkeit der Porenluft.

Im Stadium C werden kleinste Poren durch Kapillarkondensation mit flüssigem Wasser gefüllt, während in den grösseren Poren Wasserdampf und an den Wänden adsorbiertes Wasser vorhanden sind. In den grösseren Poren erfolgt der Wassertransport durch Diffusion von Wasserdampf und in den Engpässen durch Flüssigwassertransport, der insgesamt die Transportleistung erhöht.

Im Stadium D ist die Schicht an den Porenwänden genügend dick, dass Oberflächendiffusion und damit ein kontinuierlicher Wassertransport in der Flüssigphase möglich ist. Bei weiter zunehmenden Schichtdicken bildet sich zuerst eine ungesättigte (Stadium E), bei vollständig gefüllten Poren eine gesättigte Strömung aus (Stadium F).

Der Wassertransport unterliegt in trockenen Verhältnissen vor allem den Gesetzen der Wasserdampfdiffusion, im extrem feuchten Zustand dem Darcy'schen Gesetz für die Strömung.

Betonbauteile sind meist direkt flüssigem Wasser in Form von Kontakt- oder Spritzwasser ausgesetzt. Die Wasseraufnahme erfolgt in diesem Fall in erster Linie durch das kapillare Saugen (Kapitel 2.2.4). Der Wasserhaushalt von Beton unter wechselnder Spritzwasserbean-

spruchung wird deshalb geprägt durch den Wechsel von rascher kapillarer Wasseraufnahme und langsamem Austrocknen durch Verdunstung und Diffusion. Die Saugfähigkeit hängt davon ab, wie gross das leere Porenvolumen der Kapillaren und der Makrokapillaren ist (Tabelle 2.1).

Die Leistungsfähigkeit der Transportmechanismen ist am grössten beim Kapillartransport, am kleinsten bei der Diffusion, und diejenige der Verdunstung liegt dazwischen.

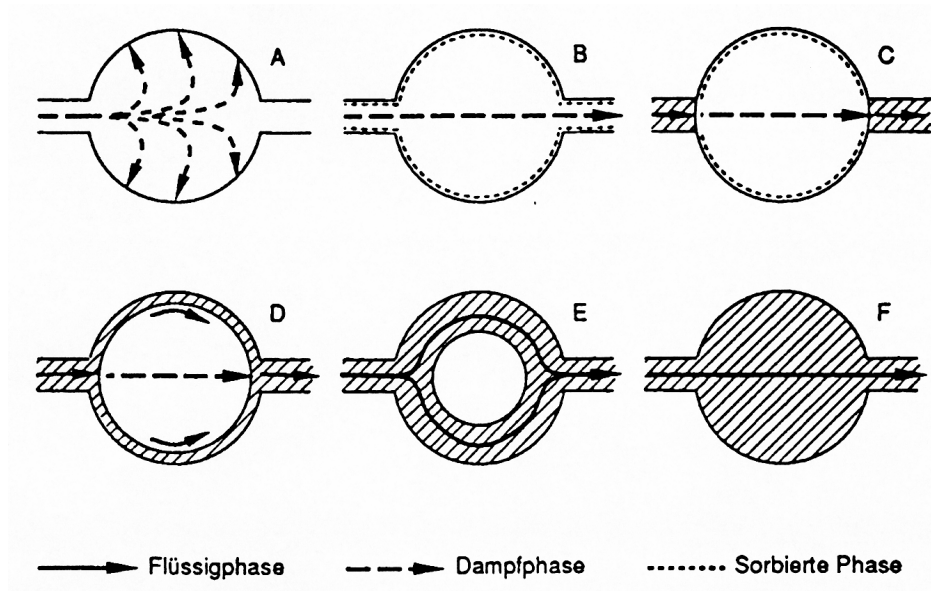


Bild 2.9: Wasseraufnahme aus der Dampfphase eines porösen Systems nach Rose, aus [3] nach [49].

2.3 Transport und Speicherung von Chloriden im Beton

Chloride im Beton werden, analog zu Wasser, durch verschiedene Mechanismen transportiert und gespeichert: Durch chemische Bindung und Adsorption wird ein Teil der Chloride im Beton gespeichert, durch Kapillartransport, Diffusion und Migration werden Chloride transportiert. So spricht man ebenfalls von gebundenen und freien Chloriden. Für den Transport von Chloriden ist Wasser unabdingbare Voraussetzung. Im Fall des Kapillartransports wird oft auch von Huckepacktransport gesprochen, da in erster Linie das Wasser dem Kapillartransport unterliegt und die im Wasser gelösten Chloride lediglich mittransportiert werden; das Wasser dient als Vehikel für die Chloride.

2.3.1 Chloridbindung

Chloride liegen chemisch oder physikalisch gebunden und frei im Beton vor. Es ist stets ein Gleichgewicht von gebundenen und freien Chloriden vorhanden. Die chemische Bindung unter Bildung von Friedel'schem Salz erfolgt vor allem durch die Aluminatphasen im Zementstein. Das Friedel'sche Salz ist im Porenwasser bis zu hohen Temperaturen stabil [50, 51]. Durch die Karbonatisierung wird es jedoch zersetzt und die Chloride werden wieder frei [51]. In verringertem Mass können Chloride auch in den Calciumsilikathydratphasen chemisch gebunden werden.

Die physikalische Bindung erfolgt durch Adsorption infolge von van der Waals-Kräften in der elektrochemischen Doppelschicht an der Oberfläche aller Phasen im Zementstein [52, 53]. Durch reaktionskinetische Überlegungen wird in [54] gezeigt, dass weder die chemischen noch die physikalischen Chloridbindungen stabil sind und dass die Anzahl der Reaktionsstellen für physikalische Bindungen an den verschiedenen Zementsteinphasen weit grösser ist als diejenige für chemische Bindungen. Deshalb wird vor allem der nachträgliche Chlorideintrag wesentlich durch die physikalische Adsorption an der grossen inneren Oberfläche des Zementsteins und die Dichte der Reaktionsstellen an dieser Oberfläche geprägt [53]. Die Stabilität der Bindungen ist pH-abhängig [55, 56] und wird durch Änderungen der Zusammensetzung des Porenwassers, der Temperatur und der Feuchtigkeit im Porensystem beeinflusst. Zur mathematischen Beschreibung der Chloridbindung werden dieselben Ansätze verwendet wie für die Sorptionsisothermen von Wasser in porösen Stoffen, so beispielsweise lineare Ansätze, Freundlich-, Langmuir- und BET-Isothermen [1, 57, 58, 59].

Die Bindungskapazität wird verringert durch Karbonatisierung des Betons [51, 60, 61, 62] und durch die Anwesenheit von Sulfationen im Porenwasser [51, 63, 64, 65]. Weitere Einflüsse wie das Kation des Salzes, die Konzentration der Salzlösung, der Hydratationsgrad und die Temperatur wurden ebenfalls untersucht. So wird unabhängig von der Zementart ein grösserer Anteil gebunden mit CaCl_2 wie mit NaCl [1, 53].

Der Anteil der gebundenen Chloride wird meist als Differenz des Anteils freier Chloride zum Gesamtchloridgehalt bestimmt. Je nach Methode bei der Bestimmung des Anteils freier Chloride resultieren andere Ergebnisse [66, 67]. Zusammen mit der Dynamik der Chloridadsorption in Abhängigkeit von den äusseren Randbedingungen führt dies zu sehr unterschiedli-

chen Angaben des Anteils gebundener Chloride am Gesamtchloridgehalt in verschiedenen Untersuchungen.

2.3.2 Kapillartransport (Huckepack)

Der Huckepacktransport von Chloriden basiert auf dem Kapillartransport von Wasser: Im Wasser gelöste Chloride werden mit dem Wasser mittransportiert. Der kapillare Wassertransport wird durch die anwesenden Chloride leicht beeinflusst. Die physikalischen Eigenschaften des Wassers werden so verändert, dass die Wasseraufnahme mit höheren Konzentrationen eher verkleinert wird (Kapitel 2.2.4). Der kapillare Chloridtransport wird dagegen nicht nur durch den kapillaren Wassertransport bestimmt, sondern zusätzlich noch stark beeinflusst durch Konzentrationsunterschiede, andere im Wasser vorhandene Ionen und einen Dispersioneffekt, der durch die Geschwindigkeitsverteilung des Wassers im Porenquerschnitt verursacht wird [37, 68]. Auch können chemisch oder physikalisch gebundene Chloride zumindest zeitweise nicht weitertransportiert werden.

Der Transport von Chloriden via Huckepack ist im Vergleich zur Diffusion viel schneller und der Einfluss des w/z -Werts auf die Transportgeschwindigkeit viel grösser [5]. In vielen Untersuchungen wurde festgestellt, dass die Chloridfront immer hinter der Wasserfront liegt und flacher verläuft [1, 5, 32, 37, 69]. Dieser Retardierungseffekt wurde unter anderem auf die chemische und physikalische Bindung der Chloride zurückgeführt. Die Eindringtiefe der Chloride im Vergleich zum Wasser wurde in [1] für Mörtel mit $w/z = 0.40$ mit 33 % angegeben und in [37] für Betone mit $w/z = 0.50$ mit 40 bis 70 %. In [5] wurde der Retardationsfaktor definiert und für verschiedene Betone und Randbedingungen bestimmt. Er nimmt mit zunehmender Saugzeit und mit zunehmender Anfangsfeuchtigkeit zu und mit zunehmender Konzentration der Aufsauglösung ab. Das Kation des Salzes hat nur einen kleinen Einfluss. Weiter nimmt der Retardationsfaktor zu mit abnehmendem w/z -Wert. In Betonen mit Zusatzstoffen ist er grösser als in Betonen nur mit CEM I. Bei einem w/B -Wert von 0.50 entspricht er etwa demjenigen eines Normalbetons mit $w/z = 0.40$. Bereits in [37] wurde festgestellt, dass das verzögerte Eindringen der Chloride in poröseren oder karbonatisierten Betonen weniger ausgeprägt ist.

2.3.3 Diffusion

Als Antrieb für die Diffusion von Chloridionen im Wasser müssen Konzentrationsunterschiede vorhanden sein (Kapitel 2.2.2). Reine Diffusion ist nur bei vollkommen gesättigtem Beton, das heisst bei permanent im Wasser eingetauchten Bauteilen möglich, deren Chloridbindekapazität ausgeschöpft ist. Im ungesättigten Beton sind Wassergehaltsunterschiede vorhanden, die einen kapillaren Wasser- und damit auch Chloridtransport zur Folge haben und zusätzlich wird die Diffusion beeinflusst durch die Chloridbindung. Zur Beschreibung der Diffusion von Chloriden im Wasser dienen dieselben Gleichungen wie bei der Wasserdampfdiffusion (Kapitel 2.2.2): Unter der Annahme eines isotropen, homogenen Mediums und damit eines konstanten Diffusionskoeffizienten das 1. Fick'sche Gesetz bei stationären Verhältnissen und das 2. Fick'sche Gesetz bei instationären Verhältnissen.

$$J = -D \frac{dc}{dx} \quad \text{Gleichung (2.2): 1. Fick'sches Gesetz}$$

mit J Massenstromdichte [kg/m²/s]
 $\frac{dc}{dx}$ Konzentrationsgradient [kg/m³/m]
 D Diffusionskoeffizient [m²/s]

$$\frac{\partial c(x,t)}{\partial t} = D \frac{\partial^2 c(x,t)}{\partial x^2} \quad \text{Gleichung (2.3): 2. Fick'sches Gesetz}$$

Im nicht homogenen Medium und bei einem orts- und konzentrationsabhängigen Diffusionskoeffizienten $D = D(x,c) \neq \text{konstant}$, resultiert Gleichung (2.15).

$$\frac{\partial c(x,t)}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left[D(x,c) \frac{\partial c}{\partial x} \right] \quad \text{Gleichung (2.15)}$$

Durch eine Transformation der Zeitskala kann ein von der Zeit abhängiger Diffusionskoeffizient $D = f(t)$ berücksichtigt werden und es resultiert Gleichung (2.3). Grundgleichungen und Lösungen für verschiedenste Problemstellungen, Anfangs- und Randbedingungen wurden in [70] hergeleitet und zusammengestellt: z. B. für die Berücksichtigung von zeitabhängigen Oberflächenkonzentrationen, tiefenabhängigen Anfangsverteilungen, Schichten mit unterschiedlichen Diffusionskoeffizienten, konzentrationsabhängigen Diffusionskoeffizienten und einer chemischen oder physikalischen Bindung des diffundierenden Stoffs mit verschiedenen Ansätzen für die Adsorptionsisotherme. Sie bilden die Basis für die meisten Modelle zum Chlorideintrag in Beton. Die am weitesten verbreitete Lösung (2.16) der Gleichung (2.3) resultiert mit folgenden Rand- und Anfangsbedingungen:

Randbedingung:	$c = C_0$	für $x = 0$	und $t \geq 0$
Anfangsbedingung:	$c = 0$	für $x > 0$	und $t = 0$

$$c(x,t) = C_0 \operatorname{erfc} \left[\frac{x}{2\sqrt{D_{\text{eff}} t}} \right] \quad \text{Lösung (2.16)}$$

mit $c(x,t)$ Chloridkonzentration in Tiefe x zur Zeit t [M%/Zement]
 C_0 Oberflächenkonzentration [M%/Zement]
 D_{eff} effektiver Diffusionskoeffizient [m²/s]
 x Abstand von der Oberfläche [m]
 t Zeit [s]

Für die so genannten Fehlerintegrale erf und erfc gibt es Tabellen in der mathematischen Grundlagenliteratur.

Bestimmung des Diffusionskoeffizienten

Der Diffusionskoeffizient wird mit Diffusionszellen bestimmt, die in allen Untersuchungen grundsätzlich gleich aufgebaut sind – mit Unterschieden in einzelnen Parametern. Meist wird

der Prüfkörper zwischen zwei Zellen eingebaut, wobei auf der einen Seite eine Chloridlösung, auf der anderen eine chloridfreie alkalische Lösung ist [71]. Diffusionsversuche sind nicht normiert, so variieren die Versuchsanordnungen in verschiedenen Untersuchungen ebenso wie die Berechnungsarten des Diffusionskoeffizienten. In [72] wird eine Übersicht gegeben.

Im stationären Zustand, wo die Zunahme der Chloridkonzentration auf der einen Seite der Abnahme auf der anderen entspricht, wird aus der Veränderung des Chloridgehalts in den Zellen der effektive Diffusionskoeffizient berechnet (1. Fick'sches Gesetz). Im instationären Zustand wird mit Hilfe der Lösung (2.16) der scheinbare Diffusionskoeffizient durch die Analyse des entstandenen Chloridprofils zu einem gewählten Zeitpunkt oder der Eindringtiefe der Chloride im Laufe der Zeit berechnet. Er enthält die zeitabhängigen Auswirkungen der chemischen und physikalischen Adsorption. Derartige Bestimmungen werden seit den 70er-Jahren durchgeführt [73, 74]. Die Unterscheidung effektiver von scheinbaren Diffusionskoeffizienten ist unklar. Es wurde deshalb vorgeschlagen, darauf zu verzichten und dafür anzugeben, ob der Diffusionskoeffizient unter stationären oder instationären Verhältnissen bestimmt worden ist [75]. Da Diffusionsversuche in jedem Fall sehr viel Zeit benötigen, wurden beschleunigte Verfahren im elektrischen Gleichspannungsfeld entwickelt.

Abgesehen von der Versuchsanordnung und der Berechnungsart ist der Chloriddiffusionskoeffizient abhängig von der Betonqualität und dem Betonalter und nimmt mit zunehmender Temperatur [71, 73, 76] und zunehmendem Wassergehalt im Beton zu [77].

Das Zusammenwirken der verschiedenen Chloridtransportarten und der Chloridbindung ist in Bild 2.10 schematisch dargestellt.

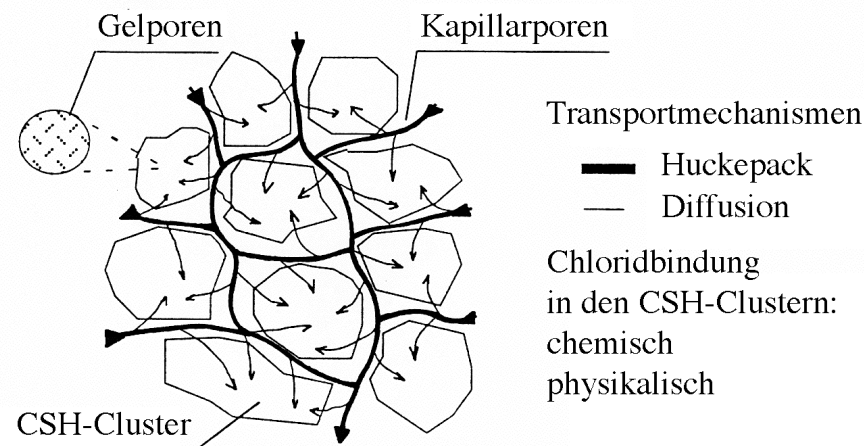


Bild 2.10: Schematische Darstellung der verschiedenen Mechanismen beim Eintrag von Chloriden in Beton, aus [78]. CSH steht für die Calciumsilikathydrat im Zementstein, die bei der Hydratation entstehen.

2.3.4 Migration

Die Wanderung eines Ions in einem Elektrolyten wird bestimmt durch seine Beweglichkeit. Diese ist abhängig vom Durchmesser und der Ladung des Ions sowie seiner Konzentration im Elektrolyt. Die Bewegung von Ionen im elektrischen Gleichspannungsfeld wird mit Migration bezeichnet, wobei die Wanderung der Ionen durch den Beton hindurch im Ver-

gleich zur Diffusion stark beschleunigt wird. Dies wird verwendet bei den beschleunigten Verfahren zur Bestimmung des Diffusions- bzw. des Migrationskoeffizienten und den elektrochemischen Instandsetzungsverfahren.

Der gesamte Massentransport in einem Elektrolyten enthält einen Diffusions- und einen Migrationsanteil sowie einen Anteil, der durch die Bewegung der Flüssigkeit verursacht wird (Nernst-Planck-Gleichung). Unter der Voraussetzung dass die Anteile, die aus der Diffusion und aus der Bewegung des Elektrolyten kommen, vernachlässigt werden können, kann für stationäre Verhältnisse der effektive Diffusions- oder korrekter, der effektive Migrationskoeffizient aus dem Stromfluss bestimmt werden, Gleichung (2.17) [79].

$$I = F A E \sum_i c_i v_i |z_i| \quad \text{und daraus}$$

$$J_i = n E D_{\text{Mig}}(c_i, v_i, z_i) \quad \text{Gleichung (2.17)}$$

mit	I	gesamter, elektrischer Stromfluss [A]
	J_i	Massenstromdichte des i-ten Ions [mol/m ² /s]
	$D_{\text{Mig}}(c_i, v_i, z_i)$	Migrationskoeffizient des i-ten Ions [m ² /s]
	E	Feldstärke, Spannungsdifferenz [V/m]
	F	Faraday'sche Konstante [C/mol]
	A	Querschnittsfläche [m ²]
	v_i	Beweglichkeit des i-ten Ions [m ² /V/s]
	z_i	elektrische Ladung des i-ten Ions [-]
	c_i	Konzentration des i-ten Ions [mol/m ³]
	n	Faktor

In der Literatur sind viele Beiträge zu finden zur Bestimmung des effektiven und des scheinbaren Migrationskoeffizienten in stationären oder instationären Verhältnissen. Nur eine kleine Auswahl wird an dieser Stelle erwähnt. Bei der Auswertung ihres Migrationsversuchs berücksichtigen Tang und Nilsson für instationäre Verhältnisse auch den Diffusionsanteil in der Nernst-Planck-Gleichung [80]. Andrade schlägt in [79] die Lösung des 2. Fick'schen Gesetzes (2.16) als Basis für die Bestimmung des Migrationskoeffizienten bei instationären Verhältnissen vor. Eine weitere Möglichkeit zur Berechnung des Migrationskoeffizienten ist die Nernst-Einstein-Gleichung. Sie stellt den Zusammenhang zwischen dem Diffusionskoeffizienten und dem elektrischen Widerstand des Elektrolyten her [81], der in verschiedenen Untersuchungen nachgewiesen wird [82]. Die Versuchsanordnungen der verschiedenen Autorinnen und Autoren sind im Prinzip den Diffusionszellen ähnlich. Entsprechend wird von Migrationszellen gesprochen.

Bestimmung des Migrationskoeffizienten

In verschiedenen Untersuchungen wurden unterschiedliche Verfahren getestet und die Ergebnisse verglichen. So hat auch die TFB im Rahmen einer Arbeit im Auftrag des Bundesamts für Strassen (Astra) vergleichende Untersuchungen zum Chloridwiderstand verschiedener Betone durchgeführt [83]. Es wurden drei beschleunigte Verfahren getestet:

- Das Prüfverfahren von Whiting, das 1981 vorgeschlagen wurde [84], vor allem in den USA eingesetzt wird und als einziges Verfahren genormt ist [85]. Das Verfahren ermöglicht nur eine qualitative Beurteilung der Betonqualität.

- Das von Tang und Nilsson entwickelte Verfahren, mit dem ein Migrationskoeffizient für instationäre Verhältnisse bestimmt wird [80].
- Das Verfahren von Streicher und Alexander, die den Diffusionskoeffizienten aus der elektrischen Leitfähigkeit des mit einer konzentrierten NaCl-Lösung gesättigten Betons bestimmen [86].

Die erwähnten Verfahren sind in [83] detailliert beschrieben. [58] gibt eine Übersicht über weitere beschleunigte Verfahren und Auswertungen und [87] über die Grundlagen. Bisher wurden in vergleichenden Untersuchungen immer wieder beträchtliche Unterschiede der in Diffusions- oder Migrationsversuchen bestimmten Diffusions- bzw. Migrationskoeffizienten festgestellt. Die Migrationskoeffizienten waren kleiner als die Diffusionskoeffizienten in [88, 89], etwa gleich gross in [90] und zum Teil auch grösser. Die Unterschiede werden auf das in Migrationsversuchen veränderte Chloridbindeverhalten [91] zurückgeführt. Weiter sind die bestimmten Migrationskoeffizienten von der Konzentration der verwendeten Lösung abhängig [92].

2.4 Modelle für den Chlorideintrag

Schon früh wurden verschiedene Modelle und Berechnungsverfahren entwickelt, um den zeitlichen Verlauf des Chlorideintrags und die Bildung von Chloridprofilen zu prognostizieren und daraus Anforderungen an die Betonqualität und die Überdeckung abzuleiten. Die ersten Modelle zur Beschreibung des Chlorideintrags basieren auf einem reinen Diffusionsprozess. Tuutti benützt in [1] für seine Prognose des Initiierungszeitpunkts die Lösung (2.16). Auch später führten viele Autoren ähnliche Modellrechnungen zur Prognose der Dauerhaftigkeit durch [93, 94].

Oft werden mit Hilfe der Lösung (2.16) Chloridprofile zurückgerechnet, die an realen Bauwerken im Rahmen von Inspektionen bestimmt worden sind (analog der Auswertung von instationären Diffusionsversuchen, Kapitel 2.3.3). Daraus folgen scheinbare Diffusionskoeffizienten für den analysierten Beton, welche die gesamte bisherige „Geschichte“ enthalten, und eine fiktive Oberflächenkonzentration. Mit den bestimmten Werten wird dann wiederum eine Prognose für die weitere Entwicklung des Chloridprofils berechnet [95].

Mit verschiedenen Weiterentwicklungen des Basismodells wird versucht, die realen Verhältnisse möglichst gut abzubilden. Schwerpunkte sind die Berücksichtigung der Chloridbindung, der Abhängigkeit des Diffusionskoeffizienten von der Zeit, vom Ort und von der Konzentration und die Abhängigkeit der Oberflächenkonzentration von der Exposition und der Zeit. In [96] macht Andrade einen Vorschlag zur Berücksichtigung der unterschiedlichen Transporteigenschaften im Randbeton. Dieser so genannte Skineffekt entsteht durch die unterschiedliche Zusammensetzung mit einem erhöhten Zementgehalt, die Karbonatisierung und durch Auswascheffekte.

Die Randbedingungen, die zur Lösung (2.16) führen, werden noch einigermaßen vollständig erfüllt bei Bauteilen, die permanent unter Wasser sind. Insbesondere bei Bauten der Verkehrsinfrastruktur mit periodischer Beaufschlagung durch Kontakt- und Spritzwasser ist dies jedoch gar nicht mehr der Fall. In derartigen, nicht gesättigten Bauteilen wird der Chlorideintrag massgebend durch den Kapillartransport geprägt und Chloride können direkt an der Oberfläche auch wieder ausgewaschen werden.

2.4.1 Skandinavische Länder

Die Modelle wurden in erster Linie für Bauten in mariner Umgebung entwickelt und später auf Bauwerke übertragen, die einer Tausalzeinwirkung ausgesetzt sind. [97] gibt eine Übersicht über die Forschung in diesem Bereich in den nordischen Ländern. Bis 1990 wurde der Chlorideintrag auf der Basis der Lösung (2.16) beschrieben, Poulsen leitete für einen konstanten Diffusionskoeffizienten und eine konstante Oberflächenkonzentration die \sqrt{t} -Abhängigkeit der Eindringtiefe eines bestimmten Chloridgehalts (c_{krit}) ab, Lösung (2.18).

$$x(c = c_{krit}, t) = X_1 \sqrt{t - t_{ex}} \quad \text{Lösung (2.18)}$$

mit X_1 Tiefe nach einem Jahr [m]
 t_{ex} Zeitpunkt der Exposition

Zum Studium der Zeitabhängigkeit des Chlorideintrags wurden in den 90er Jahren umfangreiche Feldversuche gestartet. In einem ersten Versuch an der schwedischen Küste wurden Versuchsplatten aus 40 Betonqualitäten während 5 Jahren in verschiedenen Expositionen ausgelagert, um nach 0,6, 1, 2 und 5 Jahren die Chloridprofile und mit der Lösung (2.16) den scheinbaren Diffusionskoeffizienten und die Oberflächenkonzentration zu bestimmen [98]. Ein weiterer ähnlich angelegter Versuch wurde im Spritzwasserbereich einer schwedischen Autobahn durchgeführt [99], und schliesslich wurden die Chloridprofile verschiedener Bauteile aus 11 schwedischen und dänischen Brücken nach 25 bis 41 Jahren analysiert [100]. Für die Zeitabhängigkeit des Diffusionskoeffizienten $D(t)$ und der Oberflächenkonzentration $C_o(t)$ setzten sich die folgenden Ansätze durch (2.19) und (2.20):

$$D(t) = D_0 \left(\frac{t_0}{t} \right)^n \quad \text{Ansatz (2.19)}$$

mit D_0 Diffusionskoeffizient zum Zeitpunkt der Exposition,
aus Laborversuch oder aus Exposition [m^2/s]
 n Exponent, abhängig vom w/z-Wert [-]

$$C_o(t) = C_{o,1} (t - t_{ex})^p \quad \text{Ansatz (2.20)}$$

mit $C_{o,1}$ Oberflächenkonzentration nach rund 1 Jahr Exposition
 p Exponent, oft $p = 0.5$ gewählt.

Zur Bestimmung der Lebensdauer bzw. der Zeit bis zur Initiierung wurden in der Folge Modelle und Verfahren entwickelt, die alle auf Lösungen des 2. Fick'schen Gesetzes für die Diffusion für die jeweils berücksichtigten Rand- und Anfangsbedingungen basierten:

- Graphisches Verfahren für die Prognose auf Grund einer Inspektion nach mindestens 10 Jahren Exposition, Lösung (2.18). Das Verfahren beruht auf der Annahme, dass die Voraussetzung eines konstanten Diffusionskoeffizienten und einer konstanten Oberflächenkonzentration nach rund 10 Jahren einigermassen erfüllt ist.
- Das Lightcon- oder Hetek-Modell von Maage, Poulsen und Mejlbro berücksichtigt zunächst einen zeitabhängigen Diffusionskoeffizienten, Ansatz (2.19), und eine konstante Oberflächenkonzentration [101, 102]. Für die Bemessung der Bewehrungsüberdeckung wurden Diagramme abgeleitet. Erweiterungen des Modells umfassten eine zeitabhängige Oberflächenkonzentration und die Berücksichtigung verschiedener Betonzusammensetzungen [103], und schliesslich wurde es auf Bauteile, die wechselndem Spritzwasser ausgesetzt sind übertragen [104].
- Das ClinConc-Modell wurde von Tang und Nilsson entwickelt [58, 105]. ClinConc löst ohne grosse Vereinfachungen die korrekte Differenzialgleichung für reine Diffusion im Porenwasser von gesättigtem Beton unter Berücksichtigung eines Terms für die Chloridbindung, Gleichung (2.21).

$$\frac{\partial c_{m,f}}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left[D_{eff} \frac{\partial c_f}{\partial x} \right] - \frac{\partial c_{m,g}}{\partial t} \quad \text{Gleichung (2.21)}$$

mit $\frac{\partial c_{m,f}}{\partial t}$ zeitliche Veränderung des Anteils freier Chloride [kg/m^3]

$\frac{\partial c_{m,g}}{\partial t}$	zeitliche Veränderung des Anteils gebundener Chloride [kg/m^3]
$\frac{\partial c_f}{\partial x}$	örtliche Veränderung der Konzentration im Porenwasser [mol/l/m]
D_{eff}	Diffusionskoeffizient aus Migrationsversuch [m^2/s]

Das ClinConc-Modell basiert auf physikalischen und chemischen Grundlagen und berücksichtigt nahezu sämtliche wichtigen Einflüsse auf den Chlorideintrag: die Chloridbindung mit einer nichtlinearen Bindungsisotherme, unter Berücksichtigung der Temperatur- und pH-Abhängigkeit sowie den Skineffekt und die Alterung mit einem orts- und zeitabhängigen Diffusionskoeffizienten. Etwas später wurde auch die Zeitabhängigkeit der Chloridbindung eingebaut. Die Exposition wird über die Chloridkonzentration im angrenzenden Wasser und die Temperatur definiert. Als einziger Materialkennwert für die Berechnung muss der Diffusionskoeffizient im Migrationsversuch bestimmt werden. Da das Modell einen reinen Diffusionsprozess unter der Berücksichtigung der Chloridbindung voraussetzt, ist seine Anwendung nur bei Unterwasserbauteilen korrekt, die permanent gesättigt sind und in denen kein Wassertransport stattfindet. Der Ausbau für nicht gesättigte, dem Spritzwasser ausgesetzte Bauteile ist aber vorgesehen. Weiter soll auch die Konzentrationsabhängigkeit des Diffusionskoeffizienten eingebaut werden. Die Korrelation mit den Versuchsdaten aus [98] ist im Allgemeinen gut [106]. Ein ähnliches Programm wurde auch in [107] entwickelt.

Im numerischen Modell von Nilsson wird neben der Diffusion und der Chloridbindung auch der Kapillartransport von Chloriden im nicht gesättigten Beton berücksichtigt [108]. Das Modell ergibt qualitativ gute Resultate, wurde aber bisher nicht mit Versuchsergebnissen korreliert.

2.4.2 England

Bamforth führte Langzeituntersuchungen durch mit Betonblöcken, die er dem Spritzwasser an der Südküste Englands aussetzte [94, 109, 110]. Neben dem Referenzbeton, der nur CEM I enthielt, wurden Mischungen mit Flugasche und Hüttensand untersucht. Zu verschiedenen Zeitpunkten wurden Chloridprofile bestimmt und rechnerisch mit Hilfe der Lösung (2.16) analysiert. Die Auswertung seiner Daten ergab Folgendes:

- Bei einer derartigen starken Beanspruchung stellt sich sehr schnell ein konstanter Oberflächenchloridgehalt ein, der im Gleichgewicht steht zum Chloridgehalt des Wassers. Im Fall der untersuchten Blöcke betrug die Oberflächenkonzentration nach 6 Monaten 0.3 bis 0.7 M%/Beton und blieb in der Folge konstant.
- Die bestimmten Diffusionskoeffizienten nahmen bei den Betonen mit Flugasche und Hüttensand mit der Zeit ab und waren grösser als die in der Diffusionszelle bestimmten Koeffizienten. Im Referenzbeton war kaum eine Abnahme festzustellen und die Abweichungen von den Laborresultaten waren kleiner.

In [109] wurde die starke Abnahme der Diffusionskoeffizienten mit zunehmender Zeit darauf zurückgeführt, dass der Eintrag in den ersten Monaten vorwiegend durch Kapillartransport erfolgte. Es wurde deshalb ein zweistufiges Modell für den Chlorideintrag vorgeschlagen, in dem zwischen Kapillartransport und Diffusion unterschieden und vorausgesetzt wird, dass sich der Diffusionskoeffizient nach 6 Monaten nicht mehr stark ändert. Bei der Auswer-

tung der vor Ort bestimmten Chloridprofile wurde deshalb eine Korrektur der Zeitachse eingeführt, die die Phase des Kapillartransports erfasst. Für die Prognose des Verhaltens eines Betons vor Ort wurden Diffusionsversuche im Labor für die Kapillar- und die Diffusionsphase vorgeschlagen.

In [94] werden die Ergebnisse der Auswertung von publizierten und von eigenen Daten dargestellt. Auf Grund der Tatsache, dass auch in der Literatur nach rund 6 Monaten relativ konstante Oberflächenkonzentration zwischen 0.3 bis 0.7 M%/Beton festgestellt worden waren, wurden Expositionsklassen über die Oberflächenkonzentration definiert und für die verschiedenen Klassen Bemessungskurven berechnet, Lösung (2.16): Initiierungszeit, abhängig von der Oberflächenkonzentration für verschiedene Diffusionskoeffizienten oder die erforderliche Überdeckung bei vorhandenem Diffusionskoeffizienten und Annahmen für die Oberflächenkonzentration und die Initiierungszeit.

In [110] wurde das Spreadsheet Modell vorgestellt. Die Auswertung vieler Daten aus der Literatur und der eigenen Daten führte zu einem zeitabhängigen Ansatz (2.22) für den Diffusionskoeffizienten.

$$D(t) = D_0 \left(\frac{t}{t_0} \right)^n \quad \text{Ansatz (2.22)}$$

mit D_0 Diffusionskoeffizient zum Zeitpunkt t_0 [m²/s]
 n Alterskoeffizient [-]

Der Alterskoeffizient n sowie D_0 für $t = 20$ Jahre wurde aus sämtlichen vorhandenen Daten für Betone mit und ohne Zusatzstoffen und mit verschiedenen w/z-Werten bestimmt. Das Programm berechnet auf der Basis von Lösung (2.16) und Ansatz (2.22) den Chloridgehalt in Abhängigkeit von der Zeit und von der Tiefe. Als Inputdaten müssen im Minimum Angaben zu w/z-Wert, Zementart und -gehalt und Exposition (Oberflächenkonzentration) gemacht werden. Sind Werte für D und n aus Versuchen vorhanden, können diese eingeführt werden.

2.4.3 USA/Canada

Weyers schlägt in [111] ein Dauerhaftigkeitsmodell vor, das den Chlorideintrag mit Lösung (2.16) bestimmt. Auf Grund der Resultate der rechnerischen Analyse von Chloridprofilen aus einem Bauwerk bestimmt er den weiteren Chlorideintrag und die Zeit bis zur Initiierung. Basierend auf der Auswertung von Chloridprofilen aus fünf Brücken geht er davon aus, dass die Oberflächenkonzentration nur während etwa 5 Jahren zeitabhängig und danach konstant ist. Ebenfalls mit Lösung (2.16) wird in [112] unter Berücksichtigung der statistischen Verteilung von Messresultaten die Fläche, wo der kritische Chloridgehalt an der Bewehrung überschritten wird, in Abhängigkeit von der Zeit bestimmt. Ein ähnliches Modell wird in [113] vorgestellt. Auf Grund der Auswertung von Laborresultaten von 240 verschiedenen Betonen wurde in [114] eine empirische Formel zur Bestimmung des Diffusionskoeffizienten in Abhängigkeit von der Betonzusammensetzung entwickelt.

Ein komplexes FE-Modell wird in [115] vorgestellt. Es berücksichtigt den Chloridtransport über Diffusion und Kapillartransport, die Chloridbindung mit verschiedenen Isothermen sowie den Feuchte- und Wärmetransport im Beton. Der Diffusionskoeffizient wird temperatur-,

zeit- und feuchtigkeitsabhängig, die Oberflächenkonzentration temperatur- und zeitabhängig formuliert. Mit dem Modell wurden auch die Daten der Versuche von Bamforth ausgewertet (Kapitel 2.4.3) [116].

Das probabilistische Dauerhaftigkeitsmodell, das Bentz in [117] vorstellt, berücksichtigt die Zeitabhängigkeit des Diffusionskoeffizienten und der Oberflächenkonzentration.

2.4.4 Deutschland

Gehlen erarbeitete für die Bemessung der Dauerhaftigkeit von Stahlbetonbauteilen gegenüber durch Karbonatisierung bzw. Chlorideintrag verursachter Bewehrungskorrosion ein probabilistisches Modell [118]. Den Chlorideintrag für Bauteile der Verkehrsinfrastruktur beschreibt er auf der Basis der Lösung (2.16) unter Berücksichtigung der Zeitabhängigkeit des Diffusionskoeffizienten und der Oberflächenkonzentration. Um die Abweichungen vom Fick'schen Gesetz in der Konvektionszone zu erfassen definiert er eine Ersatzoberflächenkonzentration in der Tiefe Δx , Gleichung (2.23). Die komplexen Vorgänge in der Atmungs- oder Konvektionszone werden mit dem Modell nicht modelliert.

$$c(x, t) = C_{s, \Delta x}(t) \operatorname{erfc} \left[\frac{x - \Delta x}{2 \sqrt{D_{c, \text{eff}}(t) t}} \right] \quad \text{Gleichung (2.23)}$$

mit $C_{s, \Delta x}(t)$ Ersatzoberflächenkonzentration in der Tiefe Δx , zum Zeitpunkt t [M%]
 $D_{c, \text{eff}}(t)$ effektiver Chloriddiffusionskoeffizient [m^2/s]

Der effektive Chloriddiffusionskoeffizient wird zeitabhängig angesetzt (2.24).

$$D_{c, \text{eff}}(t) = k_e D_{RCM, 0} k_t A(t) \quad \text{wobei} \quad A(t) = \left(\frac{t_0}{t} \right)^n \quad \text{Ansatz (2.24)}$$

mit k_e Parameter zur Berücksichtigung der Temperaturabhängigkeit [-]
 $A(t)$ Alterungsterm [-]
 n Exponent zur Berücksichtigung der Zeitabhängigkeit [-]
 $D_{RCM, 0}$ Chloridmigrationskoeffizient zum Zeitpunkt t_0 [m^2/s]
 k_t Übertragungsparameter für Unterschiede zwischen Migrationskoeffizienten aus Schnelltests und Diffusionskoeffizienten [-]

Als Grundmaterialwiderstand fließen der Chloridmigrationskoeffizient $D_{RCM, 0}$ und als Grundeinwirkung die Ersatzoberflächenkonzentration $C_{s, \Delta x}(t)$ in das Modell ein. Dazu kommen Übertragungsparameter für Zeit-, Temperatur- und methodische Einflüsse.

Den Chloridmigrationskoeffizienten bestimmt Gehlen mit dem Verfahren von Tang [58] oder auch indirekt über den spezifischen elektrischen Widerstand. Zur Berücksichtigung des Zeiteinflusses wurden Daten aus Bauwerksuntersuchungen und Auslagerungsversuchen ausgewertet. Damit die Prognose laufend verbessert werden kann, soll im Rahmen von Inspektionen $D_{c, \text{eff}}$ regelmässig überprüft und das Modell angepasst werden. Die Temperaturabhängigkeit wird mit dem Ansatz von Arrhenius modelliert, der Übertragungsfaktor k_e nimmt also mit der Temperatur zu.

Die Ersatzoberflächenkonzentration $C_{s,\Delta x}(t)$ hängt von der äquivalenten Chloridkonzentration der anstehenden Lösung ab. Deren Streuung ist allerdings gross im Fall von dem Spritzwasser ausgesetzten Verkehrsinfrastrukturbauten (0 bis 60 g/l, im Mittel etwa 10 g/l). Die Zeit, bis der Maximalwert von $C_{s,\Delta x}$ in der Tiefe Δx erreicht wird, ist von der Fahrgeschwindigkeit, dem Abstand des Bauteils von der Fahrbahn und der Verkehrsdichte abhängig. Mangels Daten wurde für die Berechnungen $C_{s,\Delta x}(t)$ als von der Zeit unabhängig betrachtet und gleich der sich spontan einstellenden Chloridsättigungskonzentration an der Oberfläche bei einer Auslagerung in einer Lösung mit der äquivalenten Chloridkonzentration gesetzt. Zur Bestimmung von Δx wertete Gehlen 127 Chloridprofile aus mariner und Strassenumgebung aus. Über alles resultierte ein Mittelwert von 9 mm. Δx ist allerdings von der Beanspruchung und von der Betonqualität abhängig.

In einer weiteren Arbeit wurde die Chlorideinwirkung genauer quantifiziert [119]. Die Auswertung der Chloridprofile von verschiedenen Objekten aus dem städtischen Bereich ergab für die Oberflächenkonzentration, Ansatz (2.25):

$$C_s(a,h) = C_{so} - f_1 \ln(a+1) - \frac{f_2}{(a+1)^{f_3}} h \quad \text{Ansatz (2.25)}$$

mit C_{so} Oberflächenkonzentration an der Stelle $a = 0$ und $h = 0$ [M%]
 a horizontaler Abstand vom Fahrbahnrand [m]
 h Höhe über Fahrbahn [m]
 f_1, f_2, f_3 Regressionsparameter

Der Einfluss der Fahrgeschwindigkeit wurde bei der Bestimmung der Regressionsparameter nicht berücksichtigt und es wird angenommen, dass sich ein mittlerer Wert der Oberflächenkonzentration schnell einstellt und konstant bleibt über die Zeit.

Bei 56 Profilen mit einer feststellbaren Konvektionszone wurde die Tiefe Δx bestimmt. Wie bei Gehlen resultierte ein Mittelwert von 9 mm. Keine Konvektionszone wurde über 2.0 m über Terrain bzw. bei einem Abstand grösser 3.0 m vom Fahrbahnrand festgestellt.

2.4.5 Dauerhaftigkeitsmodelle

Modelle für die Dauerhaftigkeit setzen der Beanspruchung aus der Exposition einen Materialwiderstand entgegen und es werden Grenzzustandsgleichungen formuliert. Je nachdem wird beispielsweise bei der Bemessung der Zeitpunkt der Initiierung berechnet und mit einer geforderten Nutzungsdauer verglichen oder aber die erforderlichen materialseitigen Widerstände werden auf Grund der geforderten Nutzungsdauer festgelegt. Auf europäischer Ebene wurde im Rahmen des Forschungsprojekts „DuraCrete“ ein probabilistisches Verfahren für die Bemessung auf Dauerhaftigkeit erarbeitet [120]. Man entschied sich für eine empirische Modellierung des Chlorideintrags, deren Grundlage die Lösung (2.16) und eine umfangreiche Datenbasis bilden. Für die Oberflächenkonzentration und den Diffusionskoeffizienten werden zeitabhängige Ansätze verwendet. Getestet wurde das Verfahren erstmals bei der Bemessung des Westerscheldetunnels [121]. Zur Zeit wird in der fib (Fédération internationale du béton) ein „Model Code on Service Life Design“ erarbeitet, in den die probabilistische Dauerhaftigkeitsbemessung einfließen wird.

Auch in der Schweiz wurde ein Modell mit einem probabilistischen Ansatz für die Zustandsentwicklung entwickelt [122]. Es basiert auf im Rahmen von Inspektionen ermittelten Zustandsdaten, umfassend eine visuelle Untersuchung ergänzt mit zerstörungsfreien Überdeckungsmessungen und Bestimmungen der Permeabilität. Der Zustand der Bauteile wird gemäss den Zustandsklassen der Kunstbautendatenbank des Astra definiert und erfasst [123]. Für die Berechnungen werden Bauteile und Segmente definiert und innerhalb eines Segments die Parameter Permeabilität, Überdeckung und Exposition konstant angenommen. Damit kann die Zustandsentwicklung innerhalb eines Segments als konstant betrachtet werden. Die Permeabilität wird vor Ort mit dem Permeability-Tester nach Torrent [124] bestimmt und auf Grund der Messresultate werden für das Transportmodell Chlorid- und Wasserdiffusionskoeffizient tiefenabhängig festgelegt. Um die grossen Streuungen zu berücksichtigen wird die Standardabweichung innerhalb eines Segments mit 25 % angenommen. Das Modell für den Schädigungsmechanismus baut auf folgenden Annahmen auf:

- Definiert werden drei Expositionsklassen (Sprühnebel, Kontakt- und Spritzwasser).
- Der Chlorideintrag wird auf der Basis der Lösung (2.16) modelliert, mit unterschiedlichen Diffusionskoeffizienten für den Kapillartransport und die Diffusion. Es werden drei Permeabilitätsklassen definiert.
- Für die Beschreibung der Wahrscheinlichkeit der Initiierung in Abhängigkeit des freien Chloridgehalts wird die Verteilungsfunktion einer Normalverteilung mit einem Mittelwert von 0.40 und einer Standardabweichung von 0.15 M%/Zement verwendet. Das Verhältnis der freien zu den gebundenen Chloriden wird mit 0.6 angenommen.
- Abhängig von der Exposition werden drei Schädigungsgeschwindigkeiten definiert (tief, mittel, hoch).

Zur Bestimmung der Zustandsentwicklung werden Markov-Ketten verwendet. Die Koeffizienten der Schädigungsmatrizen wurden so bestimmt, dass für die drei Schädigungsgeschwindigkeiten die bestmögliche Übereinstimmung zwischen den Simulationen und den Ergebnissen mit den Markov-Ketten resultierte. Die Zustandsentwicklung kann damit für jedes einzelne Segment eines Bauwerks berechnet und gemäss den Definitionen der Kunstbautendatenbank ausgedrückt werden.

2.4.6 Ansätze für den Kapillartransport

Basierend auf Aufsaugversuchen entwickelte Lunk einen anderen Ansatz in seinem Modell für den Chlorid- und Wassertransport [5]. Auch er stellte eine Abweichung vom Wurzel-Zeit-Gesetz für die Wasseraufnahme und die Eindringtiefe fest. Auf Grund seiner umfangreichen Versuche konnte er den Retardierungseffekt beim Chloridtransport quantifizieren (Kapitel 2.3.2). Der Retardierungseffekt nimmt mit der Zeit zu und mit zunehmendem w/z-Wert ab und hängt zudem von Zusatzstoffen, Zementart, Grösstkorn und Luftporengehalt sowie vom Wassergehalt (Luftfeuchtigkeit), der Konzentration der Lösung und vom Kation ab. Problematisch war die Bestimmung der Eindringtiefe in dichten Betonen, in denen bei geringen Werten die Fehler bei der Messung gross wurden.

Das Zylinderkapillarenmodell von Lunk berücksichtigt die Einflüsse der Porosität und der Porenradienverteilung, der Anfangsfeuchtigkeit und der Wechselwirkungen von Wasser und Zementstein auf den Wassereintrag. Dazu werden eine von der relativen Luftfeuchtigkeit abhängige, betonspezifische Restwasserkapazität und eine zeitliche Abnahme des effektiven Porenradius definiert. Für kurze Aufsaugzeiten resultiert das \sqrt{t} -Gesetz. Die gleiche Abhängig-

keit der aufgenommenen Wassermenge und der Eindringtiefe von der Restwasserkapazität wurde auch bereits in [29] hergeleitet. Für die Beschreibung des verzögerten Chlorideintrags wird der Retardationsfaktor definiert. Mit dem Modell konnten die Resultate von verschiedenen unabhängigen Aufsaugversuchen mit einer guten Übereinstimmung berechnet werden. Zur Simulation der Expositionsbedingungen in der Praxis wurde eine notwendige Verlängerung des Standardaufsaugversuchs bestimmt. Die resultierenden Prognosen der Initiierungsphase sind jedoch sehr unrealistisch. Die Übertragbarkeit auf Praxisbedingungen unter Berücksichtigung einer spezifischen Exposition scheint damit eher problematisch zu sein.

Auch in [33] wurden Aufsaugversuche mit Wasser und mit Salzlösungen an Mörtelprismen durchgeführt. Es wurde das Aufsaugen und das anschliessende Umverteilen des Wassers von den grösseren in die kleineren Poren beobachtet. Der vorgeschlagene Ansatz für den Wasser- bzw. Salzlösungseintrag entspricht dem Ansatz von Krischer, Ansatz (2.12). Als treibendes Potenzial wird der Gradient des Wassergehalts betrachtet und zur Berücksichtigung der Umverteilung und von Selbstabdichtungseffekten werden Koeffizienten eingeführt. Die Chloridbindung soll mit experimentell ermittelten Bindungsisothermen berücksichtigt werden. Der Ansatz für den Wasser- und Salztransport wird in ein Simulationsprogramm implementiert. Zur Zeit sind noch keine Berechnungsergebnisse verfügbar.

2.4.7 Zusammenfassende Beurteilung der Modelle für den Chlorideintrag

Die meisten heute verwendeten Modelle für den Chlorideintrag wurden zunächst für die Expositionen in mariner Umgebung entwickelt. Als Transportmechanismus für die Chloride wird dabei praktisch ausschliesslich die Diffusion vorausgesetzt. Ein nahezu reiner Diffusionsvorgang ist jedoch nur in gesättigten Bauteilen möglich. Bei Betonbauten im Meerwasserbereich ist diese Voraussetzung häufig erfüllt. Abweichungen der Modellrechnungen vom effektiven Chlorideintrag resultieren aber, sobald die Bauteile nicht permanent in chloridhaltiges Wasser eingetaucht sind. Die Abweichungen nehmen mit länger werdenden Trocknungsphasen des Betons zu. Trockener Beton nimmt Wasser und darin gelöste Chloride hauptsächlich durch kapillares Saugen auf, das mit Diffusionsgleichungen nicht beschrieben werden kann und ein sehr viel schnellerer Vorgang als die Diffusion ist.

In den letzten Jahren wurde versucht, die Modelle durch die Berücksichtigung verschiedener Einflüsse auf die Diffusion zu verbessern. Die Verbesserungen des Grundmodells betreffen vor allem die Zeit-, die Orts- und die Konzentrationsabhängigkeit des Diffusionskoeffizienten, die Zeitabhängigkeit der Oberflächenkonzentration und die Bindung von Chloriden. Insgesamt war die Übertragung der Diffusionsmodelle auf den Beton von Verkehrsinfrastrukturbauten in Expositionen mit wechselndem Spritzwasser bisher wenig erfolgreich. Ansätze, die den Kapillartransport berücksichtigen, gibt es nur wenige. Zudem wurden diese entweder noch nicht mit Felddaten korreliert [33, 108] oder ergaben auf längere Beobachtungszeiten übertragen unrealistische Resultate [5].

Modelle für den Chlorideintrag unter Spritzwasserbeanspruchung sollten zumindest den Kapillartransport und die Diffusion berücksichtigen. Dies ist das Ziel der vorliegenden Arbeit. Der Wasserhaushalt des Betons und der Chlorideintrag in den Beton bei Spritzwasser sind komplexe Prozesse mit verschiedenen, parallel ablaufenden Speicher- und Transportmechanismen. Die einzelnen Teilschritte dieser Prozesse sind noch wenig bekannt; sie können deshalb im Labor nicht simuliert werden. Als notwendige Basis für die angestrebte Modellbildung wurden deshalb Wasserhaushalt und Chlorideintrag vor Ort studiert und analysiert.

2.5 Einfluss der Betonqualität

Die Länge der Initiierungsphase (Bild 1.1) wird durch verschiedene Einflüsse bestimmt. Bild 2.11 gibt eine Übersicht über die Zusammenhänge.

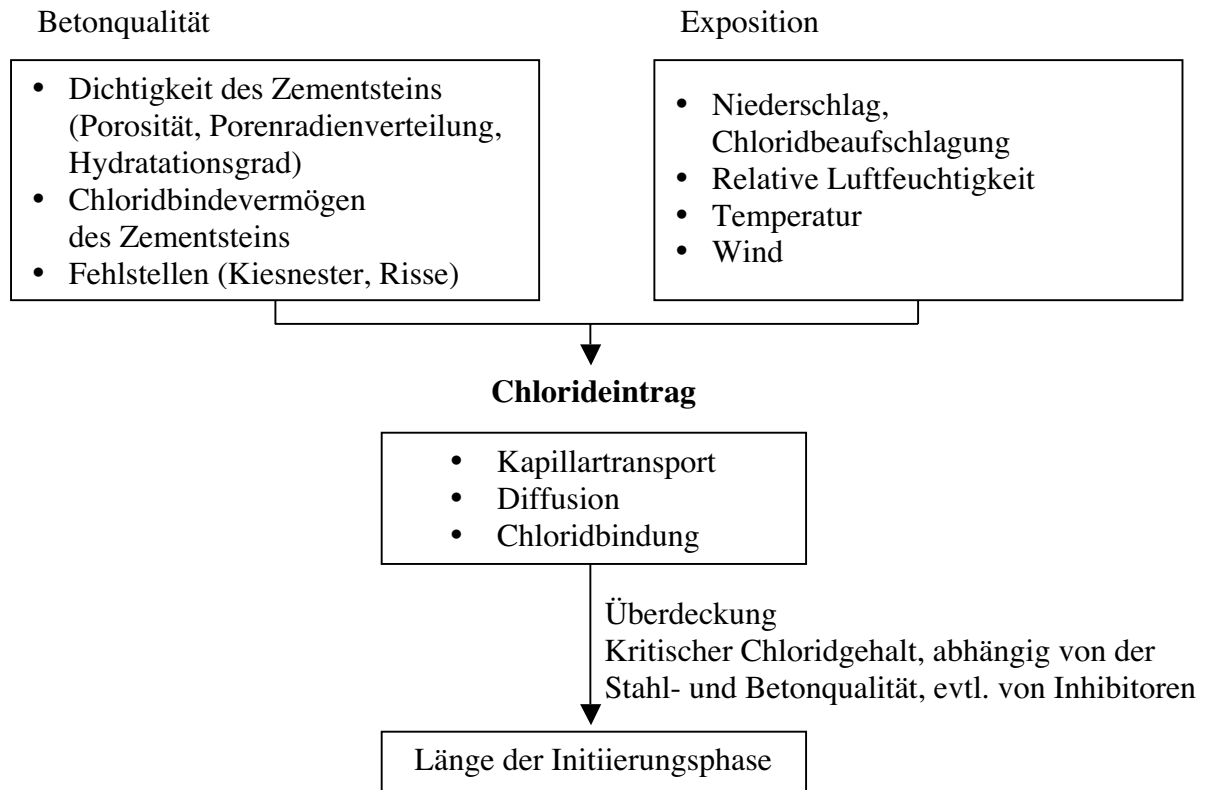


Bild 2.11: Einflüsse auf die Initiierungsphase.

Die Betonqualität ihrerseits wird durch verschiedene betontechnologische Parameter beeinflusst:

- Wasser-Zement- bzw. Wasser-Bindemittel-Wert
- Zementart und -gehalt
- Betonzusatzstoffe und -mittel
- Luftporen
- Hydratationsgrad oder Alter des Betons
- Nachbehandlung
- Karbonatisierung

In den folgenden Kapiteln werden die betonseitigen Haupteinflüsse auf die drei Hauptmechanismen des Chlorideintrags erläutert. Als Haupteinflüsse sind der w/z- bzw. der w/B-Wert und die Zementart bzw. der Einsatz von Zusatzstoffen sowie das Alter zu betrachten. Umfassende Zusammenstellungen sind in [83] und [119] zu finden. Mit zunehmendem w/z-Wert wird das Kapillarporenvolumen vergrößert und die Durchgängigkeit des Porensystems ver-

bessert (Kapitel 2.1). Ein w/z -Wert über etwa 0.4 muss damit zu einer grösseren Leistungsfähigkeit des Kapillartransports und der Diffusion und damit zu einer kleineren Dauerhaftigkeit führen. Die Grösse des Einflusses des w/z -Werts und des Betonalters ist vor allem abhängig vom Einsatz von Zusatzstoffen.

Hüttensand ist ein latent hydraulischer Zusatzstoff. Die Reaktion benötigt $\text{Ca}(\text{OH})_2$ und ist im Vergleich zu normalem Zement langsam. Mit zunehmendem Alter wird damit die Porenradienverteilung von Hüttensandbeton zu kleineren Radien hin verschoben. Der Anteil an Gelporen nimmt zu und das Kapillarporenvolumen ab [76]. Die grössere innere Oberfläche führt dazu, dass im Vergleich zu normalem Zement mehr Chlorid physikalisch gebunden werden kann. In Flugaschebetonen werden durch die langsame puzzolanische Reaktion und die zusätzliche Wirkung von Flugaschen als Filler die Kapillarporen im Laufe der Zeit mehr und mehr verstopft, was den Kapillartransport stark verlangsamt. Das Betonalter spielt beim Einsatz von Hüttensand und Flugasche eine wichtige Rolle.

Auch Silikastaub verbraucht bei seiner hydraulischen Reaktion $\text{Ca}(\text{OH})_2$ und wirkt als Filler. Durch seine extrem hohe Mahlfineinheit führt der Einsatz von Silikastaub zu einem sehr feinporigen Gefüge.

Der Wasser- und Chloridtransport im Beton und dessen Druckfestigkeit werden stark durch die Dichtigkeit des Zementsteins und der Kontaktzone Zementstein-Zuschlag beeinflusst. Es ist somit generell ein gewisser Zusammenhang zwischen Druckfestigkeit und Transporteigenschaften zu erwarten. So wurde in [44, 83, 125, 126] eine Abnahme der Wasseraufnahme mit zunehmender Druckfestigkeit festgestellt, wobei der Einfluss mit zunehmender Betonfestigkeit abnimmt.

2.5.1 Einfluss auf den Kapillartransport von Wasser und Chloriden

Infolge des grösseren Zementsteinanteils nimmt die Wasseraufnahme bei gleichem w/z -Wert zu mit zunehmendem Bindemittelgehalt [127]. Die Auswirkung der Karbonatisierung wird unterschiedlich beurteilt. Während in [37] eine grössere Eindringgeschwindigkeit festgestellt wurde, resultierte in [48] ein geringeres Saugvermögen. Die Einführung von Luftporen wird eher positiv beurteilt [5, 44], ebenso eine Verlängerung der Nachbehandlungsdauer [5, 128, 129].

Allgemein wird ein positiver Einfluss eines geringeren w/z -Werts im Hinblick auf einen verringerten Kapillartransport festgestellt. Die Wasseraufnahme und die Eindringtiefe nehmen grundsätzlich ab mit abnehmendem w/z -Wert [5, 32, 37, 83, 126, 130, 131], wobei die Abnahme vor allem bei höheren w/z -Werten ab rund 0.50 ausgeprägt ist. Auch Untersuchungen mit organischen Flüssigkeiten ergaben einen positiven Einfluss eines tieferen w/z -Werts [132]. Im Weiteren wurde in [5] eine Zunahme des Retardierungseffekts mit abnehmendem w/z -Wert festgestellt.

Generell wird der Kapillartransport durch die Zugabe von Zusatzstoffen eher behindert [83], wobei der Effekt bei höheren w/z -Werten grösser ist. In [76] nahmen die Wasseraufnahme und die Eindringtiefe mit zunehmendem Anteil von Hüttensand ab. Die besten Resultate wurden bei einem Anteil zwischen 30 bis 50 % erzielt. Eine Verringerung des Wassereindringkoeffizienten wurde auch durch die Zugabe von 5 bis 10 % Silikastaub erzielt [83, 126, 132]. Die kapillare Wasseraufnahme von Betonen mit Zusatzstoffen wird mit zuneh-

mender Zeit geringfügig vermindert. Der Retardierungseffekt ist am kleinsten in Beton mit sulfatbeständigem Portlandzement und etwas grösser in Normalbeton. Am grössten ist er in silikastaubhaltigem Beton und die hüttensand- sowie flugaschehaltigen Betone liegen dazwischen [5]. In [133] wurde eine Zunahme der Kapillarporosität in Flugasche- und Hüttensandzementstein infolge der Karbonatisierung festgestellt, was zu einer Zunahme des Kapillartransports führen müsste.

2.5.2 Einfluss auf die Diffusion bzw. Migration von Chloriden

Wie beim Kapillartransport führt ein höherer Bindemittelgehalt zu einem höheren Diffusions- bzw. Migrationskoeffizienten [127]. Durch eine Verlängerung der Nachbehandlung können die Eigenschaften des Randbetons im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit verbessert werden. Der positive Effekt nimmt jedoch mit zunehmender Expositionsdauer ab [134].

Diffusions- und Migrationskoeffizienten nehmen grundsätzlich ab mit abnehmendem w/z-Wert [5, 71, 82, 83, 98, 118, 135, 136, 137].

Bei gleichem w/z- bzw. w/B-Wert hat der Einsatz von Zusatzstoffen einen kleineren Diffusions- bzw. Migrationskoeffizienten zur Folge. Bei mittleren w/z-Werten ist die Abnahme vergleichsweise am grössten [71, 118, 134, 135, 137, 138, 139]. Der unterschiedlichen Reaktivität der Zusatzstoffe ist allerdings Rechnung zu tragen. So sind die Diffusions- und Migrationskoeffizienten von Flugasche- und Hüttensandbetonen zeitabhängig und nehmen mit zunehmendem Alter stark ab [82, 83, 116, 136, 138, 140]. Die Karbonatisierung hatte in [133] eine markante Erhöhung des Diffusionskoeffizienten zur Folge. Eine deutliche Verringerung des Diffusions- und Migrationskoeffizienten bereits in frühem Alter ist mit der Zugabe von 5 bis 10 % Silikastaub zu erreichen [83, 98, 141, 142, 143].

2.5.3 Einfluss auf das Chloridbindevermögen

Die Abhängigkeit des Anteils gebundener Chloride vom w/z-Wert wird kontrovers diskutiert. Ein vom w/z-Wert unabhängiger Anteil gebundener Chloride wurde in [55, 57] festgestellt, eine Zunahme der Bindungskapazität mit zunehmendem w/z-Wert in [139].

Die Bindungskapazität ist in erster Linie abhängig vom Anteil der Aluminatphasen im Zementstein, die massgebend für die chemische Bindung der Chloride verantwortlich sind, und von der inneren Oberfläche, die für die physikalische Bindung prägend ist. Durch den Einsatz von Zusatzstoffen werden beide Aspekte in unterschiedlichem Ausmass beeinflusst. Flugasche und Hüttensand vergrössern die innere Oberfläche, und durch den höheren Anteil an Aluminatphasen wird die Chloridbindung durch Flugasche noch zusätzlich gefördert [54, 76, 139, 144]. Der Anteil gebundener Chloride ist mit ca. 40 bis 70 % am kleinsten bei aluminatarmem Zement. Bis über 95 % kann er erreichen beim Einsatz von hüttensand- oder flugaschehaltigen Zementen mit viel C_3A , solange der Gesamtchloridgehalt noch nicht sehr hoch ist [54]. Sobald Sulfate vorhanden sind, entfällt die Erhöhung der Bindungskapazität durch Hüttensand [65]. Ebenso sind zwischen verschiedenen Zementen bzw. Zusatzstoffen keine Unterschiede mehr auszumachen in karbonatisiertem Beton [61]. Die Verringerung der Bindungskapazität durch Karbonatisierung ist in Flugaschebeton grösser als in Normalbeton [60]. Der Einfluss von Silikastaub auf das Chloridbindevermögen wurde kaum untersucht. Es scheint, dass in Silikastaubbeton eher weniger Chloride gebunden werden.

2.6 Methodische Aspekte

Voraussetzung für diese Arbeit war die Möglichkeit, vor Ort Messgrößen in kleinen Intervallen erfassen zu können. Nachfolgend wird das benutzte Online-Monitoring-System kurz vorgestellt. Weiter werden die wichtigsten Aspekte zur zentralen Messgröße, dem spezifischen elektrischen Widerstand, und zu seiner Abhängigkeit von der Temperatur und vom Wassergehalt erläutert.

2.6.1 Online-Monitoring

Das eingesetzte Datenerfassungssystem (Datenlogger) und die Sensortechnik wurden am IBWK entwickelt [3]. Eine Einheit des Datenerfassungssystems ermöglicht die Aufzeichnung von 32 Spannungen, 24 Widerständen, 8 Stromstärken und 5 Hilfsgrößen (Temperaturen, relative Luftfeuchtigkeit, Wind etc.). Das Messintervall kann flexibel gewählt werden und beträgt im Minimum eine Minute. Die Potenziale der eingebauten Sensoren, Referenzelektroden und elektrisch isolierten Stäbe werden als Potenzialdifferenz zum allgemeinen Bewehrungsnetz gemessen und die Strommessung erfolgt ebenfalls zwischen den elektrisch isolierten Stäben und der Bewehrung. Mit einer Logger-Einheit werden Potenzialdifferenzen und Ströme verschiedener Sensoren gegen das gleiche allgemeine Bewehrungsnetz gemessen. Für Messungen in Bauteilen die nicht vermascht sind, ist somit der Einsatz mehrerer Logger notwendig. Widerstände werden jeweils zwischen zwei Sensoren oder als Ausbreitwiderstand der elektrisch isolierten Stäbe zur Bewehrung gemessen.

Auch der eingesetzte kombinierte Chlorid- und Widerstandssensor wurde am IBWK entwickelt [2, 3, 145]. Er besteht aus einem mit Silberchlorid beschichteten Silberdraht, der im hinteren Bereich in einem nicht rostenden Rohr liegt. Die elektrische Isolation gegen das Rohr und die Abdichtung gegen eindringendes Wasser werden durch einen Teflonschlauch, Epoxidharzabdichtungen und einen Schrumpfschlauch erzielt (Bild 2.12). Die beiden elektrischen Anschlüsse an den beschichteten Silberdraht und das nicht rostende Rohr ermöglichen die Messung der Potenzialdifferenz des Sensors zum Bewehrungsnetz und die Widerstandsmessung vom nicht rostenden Rohr eines Sensors zum nächsten. Der Sensor wurde im Labor gegen eine Kalomelelektrode kalibriert [2]. Da diese für den Einsatz in Beton nicht geeignet ist, wurde in [3] eine Manganoxidelektrode eingesetzt und deren Potenzialdifferenz ebenfalls zum Bewehrungsnetz gemessen. Die Manganoxidelektrode hat sich als Referenzelektrode bewährt. Messungen vor Ort sind starken Temperaturschwankungen unterworfen. Um den Einfluss der Temperatur kompensieren zu können, wurde die Temperaturabhängigkeit des Sensors und der Manganoxidelektrode im Labor untersucht [3].

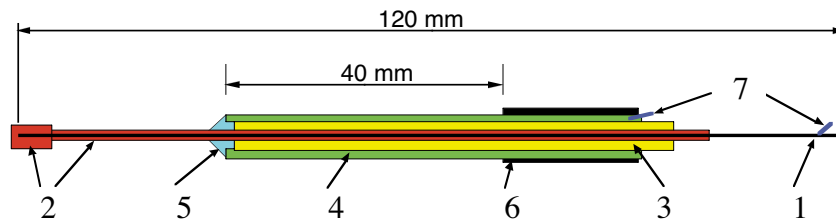


Bild 2.12: Kombiniertes Chlorid- und Widerstandssensor, aus [3] nach [2].

- | | |
|----------------------------------|--------------------------|
| 1 = Silberdraht, Ø 0.5 mm | 5 = Epoxidharzabdichtung |
| 2 = Silberchloridbeschichtung | 6 = Schrumpfschlauch |
| 3 = Teflonschlauch | 7 = elektrische Kontakte |
| 4 = Stahlhülle, Ø 2.5 mm, 1.4301 | |

Elektrisch isolierte Stäbe werden am IBWK aus normalen Bewehrungsstäben unterschiedlicher Stahlqualität hergestellt. Eine Gewindebohrung in Längsrichtung dient während der Herstellung der Probekörper der Befestigung der Stäbe an der Schalung. Der Abstand von der Einlage für den Kabelkanal der Seite entlang wird mit einer PE-Hülse gewährleistet. Nach dem Betonieren wird der elektrische Kontakt zum Stab mit einer nicht rostenden Schraube hergestellt und der Kabelkanal mit Epoxidharz vergossen (Bild 2.13).



Bild 2.13: Elektrisch isolierter Stab.

Ein anderes Datenerfassungssystem wurde im Rahmen eines Brite-Euram-Projekts entwickelt, wo auch verschiedene Sensoren zur Korrosionsüberwachung, zur Bestimmung des Chloridgehalts, des elektrischen Widerstands, der Feuchtigkeit, des pH-Werts sowie von Verformungen und Vibrationen entwickelt, verbessert und getestet wurden [146].

2.6.2 Spezifischer elektrischer Widerstand und spezifische elektrische Leitfähigkeit

Der spezifische elektrische Widerstand von Beton wird hauptsächlich durch die spezifische elektrische Leitfähigkeit, die Menge des Porenwassers sowie durch dessen Verteilung im Porensystem und die Temperatur beeinflusst. Die reziproke Grösse zum spezifischen elektrischen Widerstand wird als spezifische elektrische Leitfähigkeit bezeichnet, Gleichung (2.26).

$$\sigma = \frac{1}{\rho} \quad \text{Gleichung (2.26)}$$

Eine Funktion des Wassergehalts, der Temperatur und der Betonqualität,

mit ρ spezifischer elektrischer Widerstand [Ωm]
 σ spezifische elektrische Leitfähigkeit [S/m]

Die Abhängigkeit der Leitfähigkeit der Porenlösung von der Zusammensetzung

Die elektrische Leitfähigkeit von Lösungen ist von den Konzentrationen der verschiedenen darin enthaltenen Ionen, deren Wertigkeiten und deren Beweglichkeiten abhängig. Für kleine Konzentrationen gilt für die Leitfähigkeit Gleichung (2.27). Bei hohen Konzentrationen führen elektrostatische Wechselwirkungen zwischen den Ionen zu einer eingeschränkten Ionenbeweglichkeit.

$$\sigma = F \sum_i c_i v_i |z_i| \quad \text{Gleichung (2.27)}$$

mit F Faraday'sche Konstante [As/mol]
 c_i Konzentration des i-ten Ions [mol/m^3]
 v_i Beweglichkeit des i-ten Ions [$\text{m}^2/\text{V/s}$]
 $|z_i|$ Wertigkeit des i-ten Ions [-]

Die Temperaturabhängigkeit der Leitfähigkeit von Lösungen

Die Beweglichkeit von Ionen ist umgekehrt proportional zur Viskosität des Lösungsmittels. Diese nimmt mit steigender Temperatur ab, was zu einer Zunahme der Leitfähigkeit mit zunehmender Temperatur führt [26]. Die Temperaturabhängigkeit der Viskosität wird mit einem Arrheniusansatz beschrieben (2.28). Dieser Ansatz wird übernommen zur Beschreibung der Temperaturabhängigkeit der Leitfähigkeit von Lösungen mit hohen Konzentrationen oder unbekannter Zusammensetzung (Ansatz 2.29).

$$\eta = N e^{\left(\frac{E_a}{RT}\right)} \quad \text{Ansätze (2.28) und (2.29)}$$

$$\sigma = \sigma_0 e^{b\left(\frac{1}{T_0} - \frac{1}{T}\right)}$$

mit η Viskosität der Lösung [kg/m/s]
 N Konstante [kg/m/s]
 E_a Aktivierungsenergie [J/mol]
 R allgemeine Gaskonstante [J/mol/K]
 T absolute Temperatur [K]
 T_0 Bezugstemperatur [K]
 σ_0 spezifische elektrische Leitfähigkeit bei der Bezugstemperatur T_0 [S/m]
 b b -Wert zur Berücksichtigung der Temperaturabhängigkeit [K]

Eine starke Temperaturabhängigkeit kommt somit mit einem hohen b -Wert zum Ausdruck. Für Porenlösungen wurde der b -Wert in [147] mit 1750 K bestimmt.

Der Einfluss der Betonqualität auf den spezifischen elektrischen Widerstand

Die Betonqualität beeinflusst den spezifischen elektrischen Widerstand einerseits über die Porosität und die Durchgängigkeit des Porensystems und andererseits über die Zusammensetzung des Porenwassers. So nimmt bei gesättigten Verhältnissen der spezifische elektrische Widerstand mit zunehmendem w/z -Wert ab, bei trockeneren Verhältnissen zu [148]. Die Zusammensetzung der Porenlösung hängt ab von der Zementart und den verwendeten Zusatzstoffen, dem Chloridgehalt, der Karbonatisierung und dem Betonalter [149]. Mit dem Einsatz von Zusatzstoffen wird der spezifische elektrische Betonwiderstand erhöht [150]. Der Einfluss von Hüttensand wurde auch in [148], derjenige von Flugasche in [151] untersucht. Mit zunehmendem Anteil des Zementsteins nimmt der spezifische elektrische Widerstand ab [147].

Der Einfluss der Feuchtigkeit auf den spezifischen elektrischen Widerstand von Beton

Mit zunehmendem Wassergehalt nimmt der spezifische elektrische Widerstand des Betons ab bzw. die spezifische elektrische Leitfähigkeit zu, wobei ab einem gewissen Wassergehalt (Schwellenwert) die Zunahme der Leitfähigkeit sehr ausgeprägt ist. Dies wird in [147, 149] darauf zurückgeführt, dass das Wasser in den Gelporen nichts zur elektrischen Leitfähigkeit beiträgt. Die Zunahme der Konzentration infolge Austrocknung hat gemäss [147] nur einen kleinen Einfluss auf den spezifischen elektrischen Widerstand des Betons.

Die Abhängigkeit des spezifischen elektrischen Widerstands vom Wassergehalt des Betons kann zur Untersuchung des Wasserhaushalts eines Betons genutzt werden. So wurden, wie in der vorliegenden Arbeit, Widerstandsmessungen in unterschiedlichem Abstand von der Betonoberfläche und mit einer Datenerfassung in kleinen Zeitintervallen im Labor während Trocken-Nass-Zyklen [152, 153], und in mariner Umgebung [151] durchgeführt.

Der Einfluss der Temperatur auf den spezifischen elektrischen Betonwiderstand

Für die Beschreibung der Temperaturabhängigkeit der spezifischen elektrischen Leitfähigkeit von Beton wird Ansatz (2.29) herangezogen. Für den spezifischen elektrischen Widerstand resultiert dem zufolge Ansatz (2.30).

$$\rho = \rho_0 e^{b \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_0} \right)} \quad \text{Ansatz (2.30)}$$

mit ρ_0 spezifischer elektrischer Widerstand bei der Bezugstemperatur T_0 [Ωm]

In verschiedenen Laboruntersuchungen wurde der b -Wert von Betonen mit 2000 bis 3000 K bestimmt. Er ist abhängig von der Betonfeuchtigkeit [3, 147] und nimmt ab mit zunehmendem Wassergehalt. Im Vergleich zum für Porenlösungen bestimmten Wert von 1750 K [147] kommt bei den Werten für Betone der Einfluss des Porensystems zum Ausdruck. Unter gesättigten Verhältnissen nähert sich der b -Wert von Beton demjenigen der Po-

renlösungen [147]. Trocknet der Beton aus, bleibt die noch vorhandene Feuchtigkeit in immer kleineren Poren zurück und die Beweglichkeit der Ionen wird durch Wechselwirkungen stark behindert. Die Aktivierungsenergie wird grösser und damit muss auch der b -Wert zunehmen der proportional zu E_a/R ist [147].

2.6.3 Messung des elektrischen Widerstands und Kompensation der Temperatur

Widerstandsmessungen können grundsätzlich mit Gleich- oder Wechselspannung durchgeführt werden. Bei Gleichspannung entstehen jedoch Polarisierungseffekte an den Elektroden, was zu verfälschten Resultaten führt. Durch die Messung mit Wechselspannung (Impedanzmessung) kann dieser Effekt vermieden werden. Allerdings ist das Auftreten von Kapazitäten dabei möglich, welche Phasenverschiebungen zwischen Spannung und Strom und damit eine frequenzabhängige Impedanz zur Folge haben. Wird die Impedanzmessung von Beton in einem Frequenzbereich von 10^2 bis 10^5 Hz durchgeführt, gibt es keine Phasenverschiebung und die Impedanz ist frequenzunabhängig (reiner Ohm'scher Widerstand) [147]. Um Elektrodenprozesse auszuschalten ist es sinnvoll 4-Punkt-Messungen an Stelle von 2-Punkt-Messungen durchzuführen.

Gemessen werden Absolutwerte des elektrischen Widerstands. Diese sind geometrieabhängig und müssen mit einer Zellkonstanten in den spezifischen, elektrischen Widerstand umgerechnet werden, Gleichung (2.31). Dieser ist als Materialkennwert zu betrachten. Die Zellkonstante ist für die jeweils vorhandene Messanordnung zu bestimmen.

$$\rho = (ZK) R_{gem} \quad \text{Gleichung (2.31)}$$

mit	ρ	spezifischer elektrischer Widerstand [Ωm]
	ZK	Zellkonstante [m]
	R_{gem}	gemessener elektrischer Widerstand [Ω]

Messungen des elektrischen Widerstands vor Ort sind stark von der Temperatur abhängig (Ansatz 2.30). Um den Wasserhaushalt untersuchen zu können, muss deshalb der Einfluss der Temperatur kompensiert werden. Dazu muss der b -Wert, der die Temperaturabhängigkeit beschreibt, bekannt sein. Er kann nach der Logarithmierung des exponentiellen Zusammenhangs zwischen der reziproken Betontemperatur und dem elektrischen Widerstand mit einer linearen Regression bestimmt werden. Dafür wurde in [3] ein Makro erstellt, das die Regression jeweils für die gemessenen Datenpaare eines Tags durchführt. Mit den Tageswerten für den b -Wert können dann die temperaturkompensierten Widerstände für die gewählte Bezugstemperatur T_0 berechnet werden, die nur noch vom Wassergehalt abhängen.

3 Konzept der Arbeit

Um die in Kapitel 1 dargelegten Ziele zu erreichen, wurde als zentrales Element ein umfangreicher Feldversuch mit verschiedenen Laboruntersuchungen kombiniert. In Bild 3.1 ist der Zusammenhang zwischen den verschiedenen Untersuchungen dargestellt.

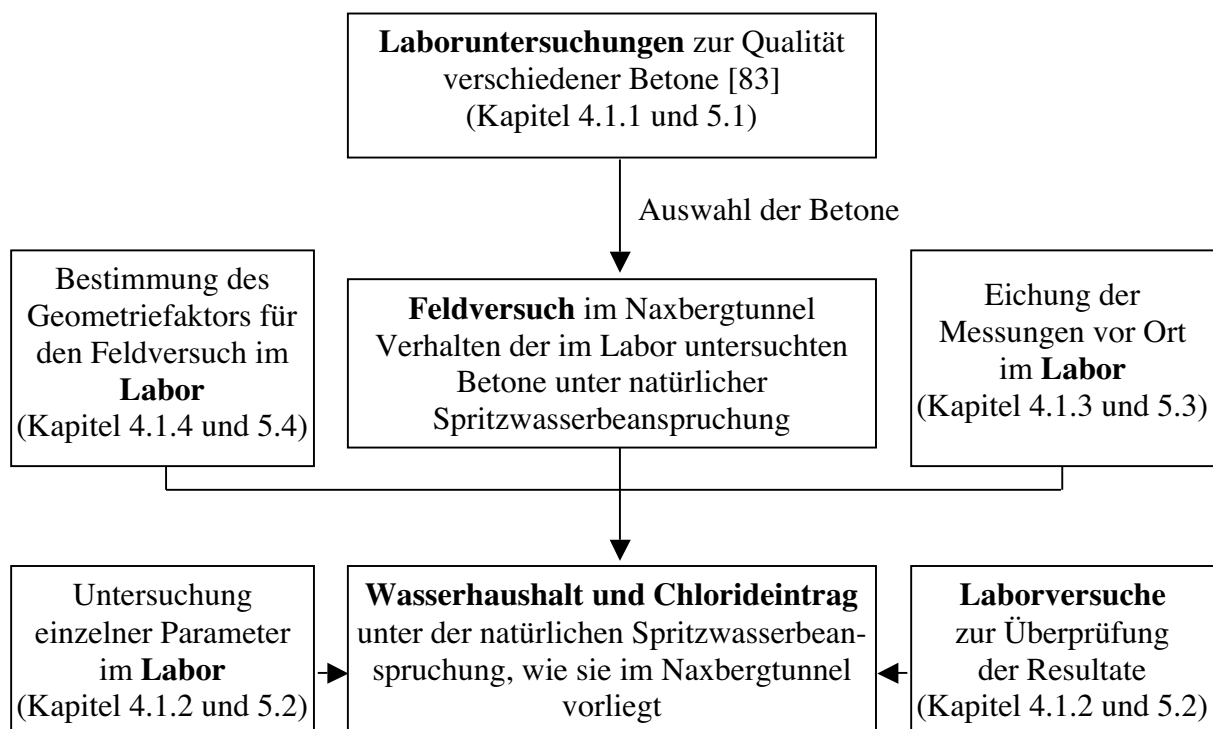


Bild 3.1: Übersicht über die durchgeführten Untersuchungen.

Mit dem durch Schiegg entwickelten Online-Monitoring können Widerstände, Spannungsdifferenzen und Ströme in kleinen Messintervallen erfasst werden (Kapitel 2.6.1). So war es möglich, die Vorgänge, die vor Ort ablaufen, im Feldversuch im Naxbergtunnel detailliert zu studieren.

Eine weitere Grundlage bildeten die Laboruntersuchungen, die im Rahmen eines Forschungsauftrags des Astra in der TFB durchgeführt worden sind [83]. Dabei wurden ver-

schiedene Laborprüfungen zur Beurteilung der Dichtigkeit von Beton an 10 verschiedenen Betonqualitäten getestet.

Fünf der im Labor untersuchten Betonqualitäten wurden für den Feldversuch ausgewählt. Es wurde versucht, ein möglichst breites, aber praxistaugliches Spektrum abzudecken. Mit dem Feldversuch konnte einerseits das Verhalten der verschiedenen Betone vor Ort verglichen und andererseits eine breite Datenbasis zur Analyse der Beanspruchungsseite unter einer natürlichen, wechselnden Spritzwasserbeaufschlagung beschafft werden. Andere Expositionen wurden vorerst nicht weiterverfolgt (Konsolköpfe, Fahrbahnplatten, Stützen etc.).

Zusätzliche Laboruntersuchungen waren nötig, um die vor Ort gemessenen geometrieabhängigen elektrischen Widerstände in spezifische elektrische Widerstände umzurechnen und um von den spezifischen elektrischen Widerständen auf den Wassergehalt zu schliessen. Die Umrechnung der gemessenen elektrischen Widerstände in den Wassergehalt wurde überprüft mit Aufsaugversuchen an Prismen, die gleich instrumentiert und gemessen wurden wie die Versuchsplatten im Naxbergtunnel. Schliesslich wurde an Bohrkernen der Einfluss verschiedener, separierter Parameter auf das Aufsaugverhalten untersucht.

Die verschiedenen Untersuchungen werden in Kapitel 4 beschrieben und in den Kapiteln 5 und 6 sind die Resultate zusammengestellt.

4 Experimentelle Untersuchungen

4.1 Laborversuche

4.1.1 Untersuchungen zur Betonqualität [83]

Insgesamt wurde die Betonqualität von 10 Betonsorten mit verschiedenen Methoden untersucht. Ziel war es, neben den Betonqualitäten auch die Prüfmethoden zu vergleichen.

Für alle Betone wurde ein normaler Portlandzement verwendet (CEM I 42.5). Die Referenzmischung mit einem w/z-Wert von 0.50 enthielt 300 kg/m^3 . Bei drei weiteren Mischungen wurde mit w/z-Werten von 0.35, 0.40 und 0.60 gearbeitet. Schliesslich wurden bei sechs weiteren Mischungen verschiedene Zusatzstoffe beigegeben (7 bzw. 15 % Silikastaub, 15 bzw. 30 % Flugasche und 20 bzw. 60 % Hüttensand). In allen Mischungen wurde der Zementleimanteil konstant gehalten und in den Mischungen mit Zusatzstoffen wurde ein w/B-Wert von 0.50 angestrebt. Der Durchmesser des Grösstkorns betrug in allen Betonen 32 mm.

In Tabelle 4.1 sind die durchgeführten Prüfungen zusammengestellt. Ein Teil dieser Untersuchungen wurde auch an Bohrkernen aus rund 2.5-jährigen Rückstellproben von der Herstellung der Versuchsplatten für den Feldversuch und aus bestehenden, rund 30 jährigen Bauwerken durchgeführt. Detaillierte Angaben zu den geprüften Betonen und zum Prüfprogramm sind in [83] enthalten.

Tabelle 4.1: Prüfprogramm.

Prüfung	Probenalter [Tage]				Prüfvorschrift oder Beschreibung der Methode
	28	90	360	1000	
Druckfestigkeit	X	X	X		SIA 162/1, Prüfung Nr. 1 [154]
Wasserleitfähigkeit und Porosität	X	X	X	X	SIA 162/1, Prüfung Nr. 5/7 [154]
Gaspermeabilität	X	X	X		Methode Cembureau [155]
Chloridmigrationsversuch	X	X	X	X	Methode Tang & Nilsson [58]
Chloridmigrationsversuch			X		AASHTO T 277-83 / ASTM C 1202-94 [85]
Elektrische Leitfähigkeit			X		Methode Streicher [86]
Aufsaugversuch			X		Methode Lunk [5]

4.1.2 Aufsaugversuche

Bohrkerne

An Bohrkerne aus 2.5 Jahre alten Rückstellproben von der Herstellung der Versuchsplatten für den Naxberg erfolgten modifizierte Aufsaugversuche gemäss [154], um den Einfluss der Temperatur, des Chloridgehalts in der Lösung und im Beton sowie des Trocknungsgrads auf das Aufsaugverhalten zu erfassen. Die Versuche wurden nur mit dem Referenzbeton mit $w/z = 0.50$ durchgeführt.

Durchführung der Versuche:

- Probekörper:
- Bohrkerne, Durchmesser 50 mm; Länge 130 bis 140 mm
 - Keine Beschichtung der Mantelfläche
- Vorgängige Trocknung: bei 50 °C mit unterschiedlicher Dauer
- Versuchsdurchführung:
- In verschlossenem Behälter ca. 1 bis 2 mm im Wasser oder in der Salzlösung eingetaucht
 - Bohrkerne mit einem Tuch abtupfen und wägen: Nach 10, 30 und 60 Minuten; dann stündlich bis 6 Stunden, nach 12 und 24 Stunden und schliesslich einmal täglich.
 - Nach den Aufsaugversuchen mit Salzlösung wurden die Bohrkerne 24 Stunden bei 105 °C getrocknet und anschliessend wurde der Chloridgehalt im Tiefenprofil analysiert.
- Auswertung:
- Wasseraufnahme und Wasseraufnahmegeschwindigkeit in Abhängigkeit von der Zeit
 - Bestimmung des Wasseraufnahmekoeffizienten nach 5 und 24 Stunden

Es wurden jeweils Serien von 5 Bohrkerne geprüft und die Mittelwerte betrachtet. Bei den Serien 9 war der Beton chloridfrei, die Serien 8 enthielten 2 M% Chlorid bezogen auf den Zement, welche bei der Herstellung dem Anmachwasser zugegeben wurden. In Tabelle 4.2 sind die Versuche zusammengestellt. Der Wassergehalt zu Beginn der Versuche wurde unter der Annahme abgeschätzt, dass der Beton nach 24 Stunden bei 105 °C kein Wasser mehr enthielt.

Tabelle 4.2: Zusammenstellung der Aufsaugversuche an Bohrkernen.

Serie		Temperatur [°C]	NaCl in der Lösung [%]	Dauer der Trocknung bei 50 °C [h]	Wassergehalt zu Beginn [Vol.%]	
					Serien 9	Serien 8
9-1, 8-1	1. Versuch	20	0	321	ca. 1.2	ca. 0.9
	2. Versuch	0	0	150	ca. 2.1	ca. 1.4
	3. Versuch	1	0	49.5	ca. 3.1	ca. 2.0
	4. Versuch	-5/-2	7	44	ca. 3.4	ca. 2.35
9-2, 8-2	1. Versuch	20	3	490 (Serie 8: 125)	ca. 1.45	ca. 3.8
9-3, 8-3	1. Versuch	20	0	820	ca. 1.2	
9-4, 8-4	1. Versuch	20	0	160	ca. 1.4	

Die vorgängige Trocknung der Proben wird in verschiedenen Vorschriften zur Prüfung der kapillaren Wasseraufnahme sehr unterschiedlich vorgeschrieben:

- Mindestens 48 Stunden bei 50 °C [154, 156]
- Trocknung bis Massenkonzanz, kein Kriterium [157]
- 7 Tage bei 40 ± 2 °C,
Kriterium für Massenkonzanz: 0.2 % innerhalb von 2 Stunden [158]
- 7 Tage bei 50 °C [5]
- Trocknung bei 105 °C bis Massenkonzanz, kein Kriterium [4]

Die Trocknung erfolgte bei den eigenen Versuchen bei 50 °C mit unterschiedlichen Trocknungszeiten (Tabelle 4.2). Die Proben erfüllten das Kriterium der maximalen Massenänderung von 0.2 % innerhalb von 2 Stunden in der Regel nach weniger als einem Tag bei 50 °C.

Prismen

Zusätzliche Aufsaugversuche wurden mit Prismen durchgeführt. Diese Versuche dienten dazu, die Berechnung des Wassergehalts aus den gemessenen elektrischen Widerständen zu überprüfen.

Die 200 x 150 x 120 mm grossen Probekörper wurden mit kombinierten Chlorid-/Widerstandssensoren instrumentiert. Die Anordnung der Sensoren wurde gleich gewählt wie in den Versuchsplatten für den Naxbergtunnel, mit Abständen ab der Oberfläche von 5 bis 75 mm, in Stufen von 5 mm. Es wurde ein Beton mit $w/z = 0.50$, 300 kg/m³ Zement und einem Grösstkorn von 16 mm verwendet. Nach dem Betonieren wurden die Prismen 28 Tage im Feuchtraum bei 21 °C und 75 % relativer Luftfeuchtigkeit gelagert. Mit Ausnahme der Aufsaugfläche wurden alle übrigen Oberflächen sandgestrahlt und mit einer Beschichtung aus Epoxidharz versehen.

Ohne weitere Vorbehandlung wurde während 20 Tagen ein erster Aufsaugversuch mit Wasser und bei 20 °C durchgeführt. Anschliessend wurden die Prismen im Ofen während 8 Tagen bei 50 °C getrocknet. Die Widerstände wurden im 5-Minuten-Intervall aufgezeich-

net. Vor und nach dem Aufsaugversuch sowie nach dem Trocknen wurden die Proben gewogen.

Bei einem zweiten 8-tägigen Aufsaugversuch wurden die Widerstände nach 3, 6 und 24 Stunden und in der Folge einmal täglich von Hand gemessen und die Prismen gewogen.

4.1.3 Bestimmung des spezifischen elektrischen Widerstands

Ebenfalls an Bohrkernen mit Durchmesser 50 mm aus den Rückstellproben von der Herstellung der Versuchsplatten für den Naxbergtunnel erfolgten die Messungen des spezifischen elektrischen Widerstands. Ziel der Messungen war es, für die fünf im Naxberg eingesetzten Betone den Zusammenhang zwischen dem spezifischen elektrischen Widerstand und dem Wassergehalt zu bestimmen, sowie die Temperaturabhängigkeit des elektrischen Widerstands in Abhängigkeit von der Betonfeuchtigkeit zu erfassen.

Die Bohrkern wurden wie folgt instrumentiert: An den beiden Enden wurde eine Kupferplatte ganzflächig mit einem elektrisch leitfähigen 2-Komponenten-Epoxidkleber aufgeklebt. Weiter wurden über die Bohrkernlänge verteilt mit derselben Paste Kupferdrähte mit Durchmesser 2 mm in Bohrlöcher mit Durchmesser 3 mm bis in die Bohrkernmitte eingeklebt. Die Abstände von Draht zu Draht und von den Platten bis zum ersten Draht betrugen 10 bis 25 mm (Bild 4.1).

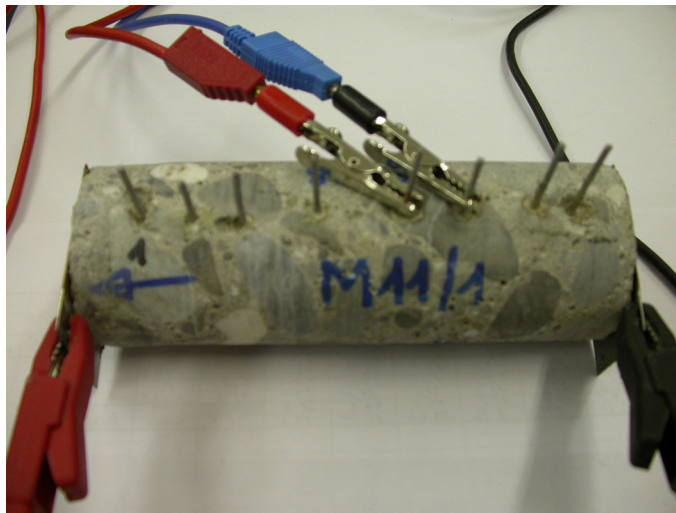


Bild 4.1: Bestimmung des spezifischen elektrischen Widerstands an Bohrkernen.

Mit einem Wechselspannungs-Widerstandsmessgerät wurde der elektrische Widerstand von Draht zu Draht gemessen und daraus der spezifische elektrische Widerstand berechnet, Gleichung (4.1). Der Faktor ($\pi r^2/x$) entspricht der Zellkonstante für die vorliegende Messanordnung. Die Einspeisung des Wechselstroms erfolgte über die beiden Platten an den Bohrkernenden.

$$\rho = R_{gem} \left(\frac{\pi r^2}{x} \right) \quad \text{Gleichung (4.1)}$$

mit ρ spezifischer elektrischer Widerstand [Ωm]
 R_{gem} gemessener elektrischer Widerstand [Ω]
 πr^2 Querschnittsfläche des Bohrkerns [m^2]
 x Abstand der Drähte [m]

Direkt nach der Instrumentierung wurde eine erste Messung durchgeführt. Die zweite Messung erfolgte nach 2 Tagen bei 50 °C, darauf wurden die Bohrkern 9 Tage im Wasser gelagert bis zur dritten Messung. Anschliessend wurden die Bohrkern in Kammern mit kontrollierten Luftfeuchtigkeiten langsam ausgetrocknet und weitere Messungen erfolgten in unterschiedlichen Zeitabständen. Bei jeder Messung wurden die Bohrkern auch gewogen. Das Messprogramm ist in Tabelle 4.3 zusammengestellt.

Tabelle 4.3: Messprogramm zur Bestimmung des spezifischen elektrischen Widerstands in Abhängigkeit vom Wassergehalt und von der Temperatur.

Lagerung, relative Luftfeuchtigkeit [%]	Zeit [Tage]	Temperatur [°C]	Beton
nach der Instrumentierung, ca. 50 % Ofen 1. Wasserlagerung	2 9	20 50 20	Alle Betone
99	1, 7, 15 und 31 ca. 37	20 0 und 20	Alle Betone w/z = 0.50
90	1, 2, 5, 8, 12, 21 26 bis 28	20 0, 10 und 20	Alle Betone Normalbetone
80	2, 8, 25 35 bis 37 55 und 86	20 0, 10 und 20 20	Alle Betone Normalbetone Betone mit Zusatzstoffen
2. Wasserlagerung 80	15 bis 18 31	0, 10 und 20 10 und 20	Normalbetone

4.1.4 Bestimmung der Zellkonstanten

Da die vor Ort gemessenen elektrischen Widerstände geometrieabhängig sind, musste für die im Naxbergtunnel vorliegende Anordnung der Sensoren die Zellkonstante bestimmt werden (Kapitel 2.6.3). Dazu wurden in einem Behälter mit einer Grundfläche von 500 x 500 mm Widerstandsmessungen in vier Lösungen mit unterschiedlichen spezifischen elektrischen Leitfähigkeiten durchgeführt. Der Behälter wurde jeweils 100 mm hoch gefüllt, so entsprach das Flüssigkeitsvolumen nahezu einer Versuchsplatte im Naxbergtunnel (500 x 600 x 100 mm). Eine Leiter mit Sensoren wurde dann derart in die Lösung gehängt, dass die Abstände der Sensoren vom Behälterboden gleich waren wie die Abstände der Sensoren in den Versuchsplatten von der Betonoberfläche (Bild 4.2).

Es wurde versucht, mit den spezifischen elektrischen Leitfähigkeiten der verwendeten Lösungen das Spektrum der spezifischen elektrischen Widerstände abzudecken, die vor Ort gemessen wurden. Tabelle 4.4 gibt eine Übersicht. Die Messungen des elektrischen Widerstands erfolgten bei Flüssigkeitstemperaturen von 1 bis 2 °C, 19 bis 20 °C sowie 32 bis 34 °C. Pro Temperatur wurden in 5-Minuten-Intervallen zwischen 50 und 150 Messpunkte erfasst.

Tabelle 4.4: Spezifische elektrische Leitfähigkeiten und Widerstände der verwendeten Lösungen.

Lösung Nr.	Bei rund 20 °C		Bei rund 1 °C
	Spez. elektrische Leitfähigkeit [S/m]	Spez. elektrischer Widerstand [Ω m]	Spez. elektrischer Widerstand [Ω m]
1	0.001	1000	ca. 2000
2	0.002	500	ca. 1000
3	0.009	110	ca. 220
4	0.021	50	ca. 95

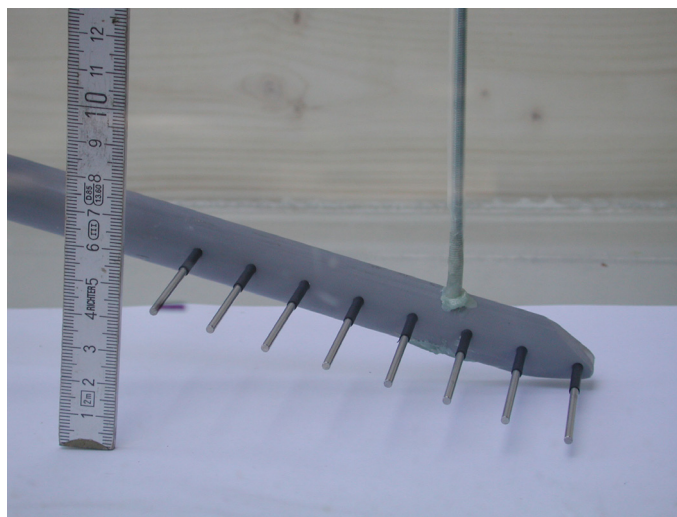


Bild 4.2: Anordnung zur Bestimmung der Zellkonstanten.

4.2 Feldversuch im Naxbergtunnel

4.2.1 Objekt – Versuchsstand

Der Versuchsstand konnte im Naxbergtunnel realisiert werden. Dieser ist Teil der Nord-Süd-Transitrouten A2 und liegt bei Göschenen, rund 1000 m über Meer. Im Winter kann die Temperatur weit absinken und es sind auch ergiebige Schneefälle zu verzeichnen, während die Temperatur im Sommer je nach Wetterlage 30 °C erreicht. Im Tal ist oft starker Wind in Nord-Süd-Richtung zu verzeichnen, der im Tunnel durch den Fahrtwind verstärkt wird.

Hauptziel des Feldversuchs war es, das Verhalten der im Labor geprüften Betone im Hinblick auf den Wasserhaushalt und den Chlorideintrag unter natürlicher, wechselnder Spritzwasserbeanspruchung zu untersuchen. Daneben sollte auch die wechselnde Spritzwasserbeanspruchung besser charakterisiert werden können.

Der Versuchsstand wurde im Portalbereich seitlich in der Tunnelwand angeordnet und bietet Platz für 32 Versuchsplatten, 600 x 500 x 100 mm (Bild 4.3). Die Spalten zwischen den Platten wurden mit Fugenkitt ausgefüllt, so dass kein Wasser an die Rückseite der Platten gelangen kann. Der 80 mm starke Hohlraum zwischen den Platten und dem Tunnelgewölbe bleibt somit immer trocken. Sämtliche elektrischen Anschlüsse aller Sensoren wurden in die Messnische neben den Versuchsplatten geführt, wo ein Teil an Datenlogger angeschlossen wurde. Die Messgrößen der übrigen Anschlüsse wurden von Hand erfasst.

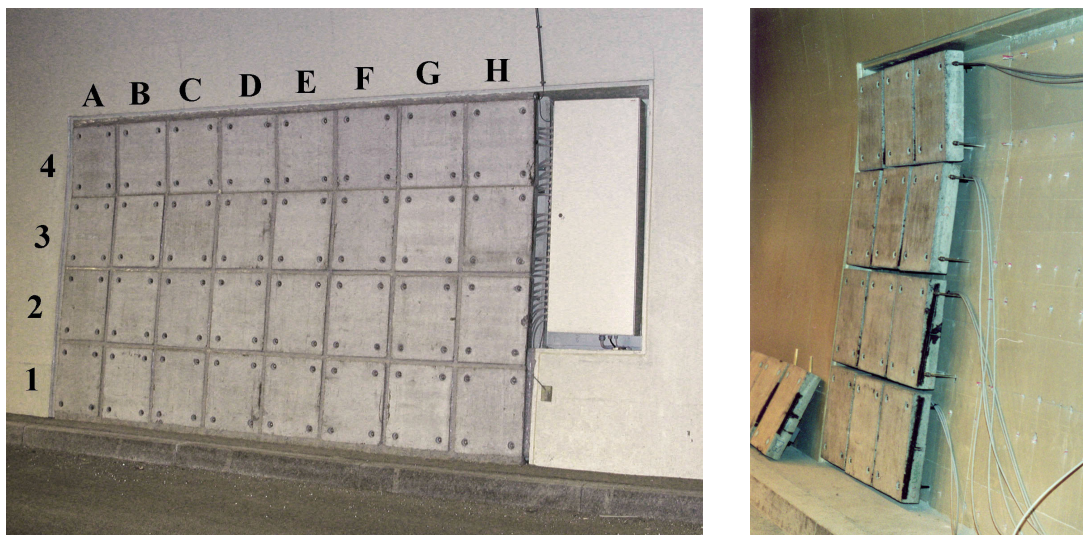


Bild 4.3: Versuchsstand im Naxbergtunnel (Querschnitt und Ansicht).

4.2.2 Eingesetzte Materialien

Fünf der zehn im Labor untersuchten Betonqualitäten wurden für den Feldversuch ausgewählt. Zusätzlich wurde noch der Einfluss einer Hydrophobierung auf den Wasserhaushalt sowie das Verhalten von vier verschiedenen Stahlqualitäten untersucht (Tabelle 4.5).

Tabelle 4.5: Im Feldversuch untersuchte Beton- und Stahlqualitäten. Die Überdeckungen sind variabel (10 bis 40 mm).

Bezeichnung	Betonqualität	Mischung Nr. (Labor)	Stahlqualität
H1 bis H4	w/z = 0.5, CEM I 42.5 (Referenz)	M9	Baustahl
A1 und A2	w/z = 0.5, CEM I 42.5 (Referenz) plus Hydrophobierung	M9	
G1 bis G4	w/z = 0.35, CEM I 42.5	M17	
D1 bis D4	w/B = 0.5, CEM I 42.5, 20 % Hüttensand (HS)	M11	
E1 bis E4	w/B = 0.5, CEM I 42.5, 15 % Flugasche (FA)	M13	
F1 bis F4	w/B = 0.5, CEM I 42.5, 7 % Silikastaub (MS)	M15	
B1 und B2	w/z = 0.5, CEM I 42.5 (Referenz)	M9	Top 12 (1.4003), verz. Stahl
C1 und C2	w/z = 0.5, CEM I 42.5 (Referenz)	M9	1.4401, 1.4462

4.2.3 Instrumentierung und Messgrößen

Die Versuchsplatten wurden mit kombinierten Widerstand- und Chloridsensoren [2] sowie mit elektrisch isolierten Bewehrungsstäben in unterschiedlicher Stahlqualität und mit variablen Überdeckungen, instrumentiert (Kapitel 2.6.1). Bild 4.4 zeigt die Instrumentierung der untersten Platte jeder Betonqualität (Platten Nr. 1) sowie der Platten Nr. H3, F3 und D3. Die übrigen Platten enthalten nur elektrisch isolierte Bewehrungsstäbe mit unterschiedlicher Überdeckung und das Bewehrungsnetz zur Rückseite hin. Die Sensorleiter (Bild 4.4, rechts) wurde so befestigt, dass der erste Sensor 5 mm überdeckt ist und mit den weiteren Sensoren die ersten 40 mm in 5 mm-Schritten erfasst werden können. Mit der zweiten Leiter werden nur die Widerstände in 10 mm-Schritten in den ersten 80 mm erfasst (Bild 4.4, links).

Weiter wurden zur Bestimmung der Betontemperatur in einer Platte fünf PT 1000 in Abständen von 10, 20, 30, 50 und 80 mm ab der Oberfläche eingebaut und schliesslich wurde rund 4 m ab Fahrbahnoberfläche ein Klimafühler für die Messung der relativen Luftfeuchtigkeit und der Lufttemperatur installiert.

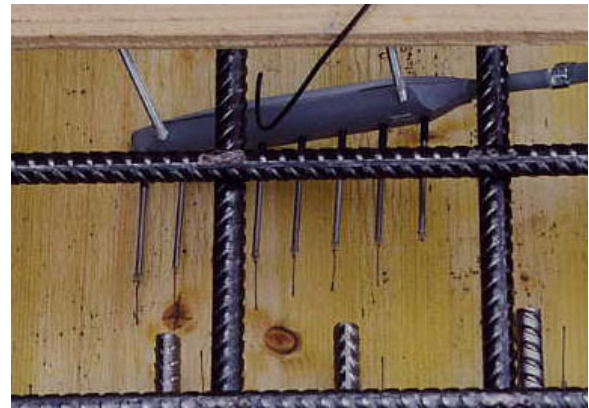
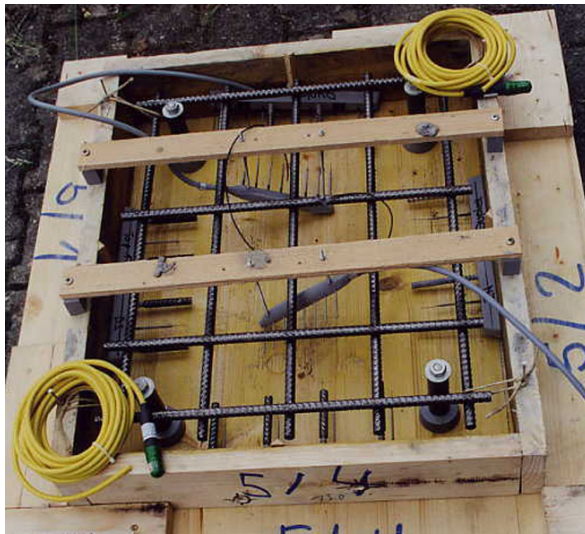


Bild 4.4: Instrumentierung einer Versuchsplatte.

Folgende Messgrößen wurden erfasst:

- Potenziale und Widerstände der kombinierten Sensoren
- Korrosionsströme, Potenziale und Ausbreitwiderstände der elektrisch isolierten Bewehrungsstäbe
- Korrosionspotenziale an der Plattenoberfläche
- Betontemperatur im Tiefenprofil
- Lufttemperatur und -feuchtigkeit

Ausgewählte Messgrößen der Platten D1 bis H1 wurden von Datenloggern in 10-Minuten-Intervallen aufgezeichnet, alle übrigen mit jährlich etwa 4 bis 12 Handmessungen erfasst. Jeweils im Frühjahr wurden aus den Platten Nr. 1 und Nr. 3 Bohrmehlproben oder Bohrkerne entnommen und deren Gesamtchloridgehalt analysiert. Von der Schweizerischen Meteorologischen Anstalt (SMA) wurden die Tageswerte für die Niederschläge in Göschenen geliefert und vom Autobahnwerkhof in Göschenen die Daten über den Winterdienst auf der Autobahn (Streusalzeinsätze und -verbrauch).

5 Resultate und Auswertungen der Laborversuche

Nachfolgend werden die Resultate der verschiedenen Laboruntersuchungen dargestellt. Zuerst sind in Kapitel 5.1 die Resultate der Untersuchungen zur Betonqualität zusammengestellt, die ergänzend zum Forschungsauftrag des Astra zum „Chloridwiderstand“ durchgeführt worden sind [83]. Kapitel 5.2 enthält die Resultate aus den Aufsaugversuchen mit Bohrkernen und Prismen, Kapitel 5.3 die Untersuchungen zum spezifischen elektrischen Widerstand und schliesslich Kapitel 5.4 die Messungen zur Bestimmung der Zellkonstanen. Die Resultate werden ergänzt mit Auswertungen.

5.1 Untersuchungen zur Betonqualität

Die durchgeführten Untersuchungen zur Betonqualität sind in Kapitel 4.1.1 beschrieben. Tabelle 5.1 enthält die Resultate der Prüfungen an den rund 2.5 Jahre alten Rückstellproben von der Herstellung der Versuchsplatten für den Naxberg. Der Vergleich mit den Resultaten nach 28, 90 und 360 Tagen [83] ergibt Folgendes:

- Die Wasserleitfähigkeit veränderte sich nicht mit einer klaren Tendenz mit zunehmendem Alter. Im Referenzbeton und in den Mischungen mit Hüttensand und Flugasche sind Abnahmen aber auch Zunahmen feststellbar.
- Mit 10 bis 11 % nach 360 Tagen haben alle Mischungen mit w/z bzw. $w/B = 0.50$ eine ähnliche Kapillarporosität. Bei allen Mischungen nahm sie mit zunehmendem Alter ab und lag nach 1000 Tagen bei 9.4 bis 10.3 %.
- Nach 1000 Tagen war bei den Mischungen mit Flugasche und Hüttensand eine starke Abnahme der Chloridmigrationskoeffizienten zu verzeichnen. Sie lagen nach 1000 Tagen in der gleichen Grössenordnung wie diejenigen der Mischungen mit Silika- und mit $w/z = 0.35$.
- Auf tiefem Niveau nahm der Chloridmigrationskoeffizient in der Mischung mit Silika- und mit $w/z = 0.35$ weiter zu. Am kleinsten war er nach 28 Tagen.
- Kaum mehr eine Veränderung des Chloridmigrationskoeffizienten im Vergleich zum 360-Tage-Wert war im Beton mit $w/z = 0.50$ festzustellen.

- Die Mischung mit $w/z = 0.35$ wies nach 1000 Tagen durchwegs die günstigsten Resultate auf. Neben dem tiefen Chloridmigrationskoeffizienten waren auch die Wasserleitfähigkeit und die Kapillarporosität am kleinsten.

Tabelle 5.1: Wasserleitfähigkeit, kapillar füllbares Porenvolumen und Chloridmigrationskoeffizient nach rund 1000 Tagen, bestimmt an den Rückstellproben von der Herstellung der Versuchsplatten für den Naxbergtunnel.

Betonqualität	Wasserleitfähigkeit [g/m ² /h] Mittelwert aus 6 Proben	Kapillar füllbares Porenvolumen [%] Mittelwert und St.abw. aus 6 Proben	Chloridmigrations- koeffizient [m ² /s] 10 ⁻¹² Mittelwert aus 3 Proben
w/z = 0.50	5.3	9.8 ± 1.2	11.00
w/z = 0.35	1.4	7.8 ± 1.2	4.89
20 % Hüttensand	5.4	10.2 ± 1.1	6.09
15 % Flugasche	3.9	9.4 ± 0.7	4.94
7 % Silikastaub	3.3	10.3 ± 1.0	6.80

5.2 Aufsaugversuche

Die Aufsaugversuche an den Bohrkernen wurden bei verschiedenen Temperaturen, mit und ohne Chlorid in der Lösung sowie mit unterschiedlicher Ausgangsfeuchte durchgeführt (Kapitel 4.1.2). In Bild 5.1 sind die Wasseraufnahme in Abhängigkeit von der Zeit und von der Wurzel aus der Zeit sowie die Wasseraufnahmegeschwindigkeit in Abhängigkeit von der Zeit dargestellt. Zum Vergleich wurden die Resultate der Bohrkerns ergänzt mit den Resultaten des einen Prismas.

Der Feuchtigkeitsgehalt der Bohrkerns zu Beginn der Aufsaugversuche ist im Bild eingetragen. Das leere, kapillar füllbare Porenvolumen lag demnach zwischen 6 bis 8.5 Vol.%. Der Feuchtigkeitsgehalt der beiden Prismen war nicht genau definiert und wies im Gegensatz zu den Bohrkerns einen Gradienten von aussen nach innen auf. Das leere, kapillar füllbare Porenvolumen lag im Kern zwischen 2.5 bis 3 Vol.% und in den äussersten 10 mm zwischen 4.0 bis 5.0 Vol.%. Es war damit nur etwa halb so gross wie bei den Bohrkerns. Das Aufsaugverhalten der beiden Prismen war praktisch deckungsgleich.

Es kann Folgendes festgestellt werden:

- Die Wasseraufnahme und die Geschwindigkeit der Wasseraufnahme von stark chloridhaltigem Beton (2 M%/Zement) fallen geringer aus im Vergleich zum chloridfreien Beton.
- Die Wasseraufnahme wird kaum beeinflusst durch den Chloridgehalt in der Lösung. Das wurde auch in [5, 159] festgestellt.
- Tiefe Temperaturen verlangsamten die Wasseraufnahme.
- Auf tiefem Niveau haben kleine Unterschiede der Ausgangsfeuchtigkeit keinen grossen Einfluss auf die Wasseraufnahme.
- Bei höheren Ausgangsfeuchtigkeiten, wie sie bei den Prismen vorlag, nimmt die Wasseraufnahme ab.

Die Prismen waren beschichtet. Dies führte neben der höheren Ausgangsfeuchtigkeit ebenfalls zu einer verlangsamten Wasseraufnahme, da durch die Beschichtung einerseits die Wasseraufnahme aus der Dampfphase über die Mantelflächen verhindert und andererseits das Entweichen der im Beton vorhandenen Luft gebremst wurde. Die Verhältnisse, die in realen Bauteilen vorliegen werden mit den beschichteten Prüfkörpern besser erfasst, da bei den im Vergleich zu den Laborversuchen grossen Betonvolumen von Bauteilen der seitliche Feuchte- und Luftaustausch gegenüber demjenigen in der Hauptrichtung von Aussen nach Innen vermutlich eher gering ist.

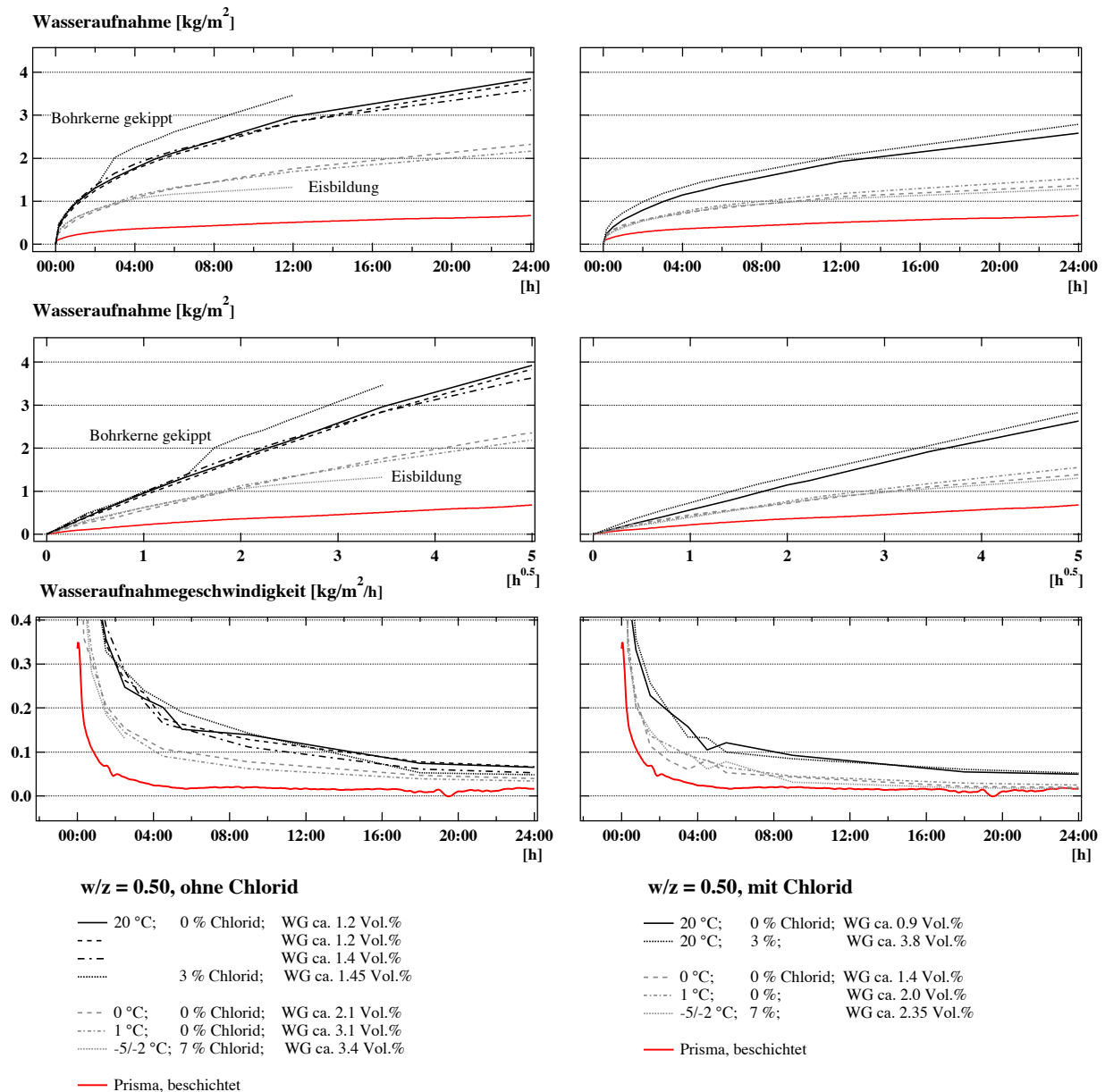


Bild 5.1: Wasseraufnahme und Wasseraufnahmegeschwindigkeit in Abhängigkeit von der Zeit und von der Wurzel aus der Zeit. Dargestellt sind jeweils die Mittelwerte von 5 Bohrkernen einer Serie.

Die Wasseraufnahmekoeffizienten A_5 nach 5 und A_{24} nach 24 Stunden sowie der Feuchtigkeitsgehalt zu Beginn des Aufsaugversuchs und die Dauer der vorgängigen Trocknung bei 50 °C sind in Tabelle 5.2 zusammengestellt:

- Im Mittel betragen die Wasseraufnahmekoeffizienten nach 24 Stunden bei den Bohrkernen ohne Chlorid $0.76 \text{ kg/m}^2/\text{h}^{0.5}$ bei 20 °C und $0.46 \text{ kg/m}^2/\text{h}^{0.5}$ bei 0 bis 1 °C.
- Im Beton mit Chlorid sind es $0.55 \text{ kg/m}^2/\text{h}^{0.5}$ bei 20 °C und $0.30 \text{ kg/m}^2/\text{h}^{0.5}$ bei 0 bis 1 °C und schliesslich bei den Prismen 0.15 bis $0.20 \text{ kg/m}^2/\text{h}^{0.5}$ bei 20 °C.

Die zum Teil verschiedenen langen Trocknungszeiten der Bohrkerne hatten unterschiedliche Ausgangsfeuchtigkeiten zur Folge. Bei Trocknungszeiten zwischen 44 bis 820 Stunden variierte sie im chloridfreien Beton von 1.2 bis 3.4 Vol.%, im Beton mit Chloriden zwischen 0.9 bis 3.8 Vol.%. In diesem Bereich hatten die Differenzen keinen grossen Einfluss auf die Wasseraufnahme. Das bedeutet, dass bei Bohrkernen einer durchschnittlichen Betonqualität mit Durchmesser 50 mm eine Trocknung während 2 Tagen bei 50 °C ausreichend ist. Ob dies auch bei dichteren Betonen ausreicht, wurde nicht überprüft (z. B. Mischung mit w/z = 0.35).

Tabelle 5.2: Wasseraufnahmekoeffizienten nach 5 und 24 Stunden sowie Feuchtigkeitsgehalt zu Beginn der Versuche und Dauer der vorgängigen Trocknung bei 50 °C.

		Wasseraufnahmekoeffizient A_{24} bzw. A_5 [kg/m ² /h ^{0.5}]							
		Beton ohne Chlorid				Beton mit Chlorid (2 M%/Zem.)			
		20 °C		0/1 °C bzw. -5/-2 °C		20 °C		0/1 °C bzw. -5/-2 °C	
		A_{24}	A_5	A_{24}	A_5	A_{24}	A_5	A_{24}	A_5
Chloridgehalt der Lösung [%]	0	0.79	0.88	0.47	0.53	0.53	0.56	0.28	0.35
		(1.2 / 321)		(2.1 / 150)		(0.86 / 322)		(1.4 / 150)	
		0.77	0.86	0.44	0.55			0.31	0.38
		(ca. 1.2 / 820)		(3.1 / 49.5)				(2.0 / 49.5)	
		0.73	0.91						
		(ca. 1.4 / 160)							
	3	0.84	0.93 *)			0.57	0.65		
		(1.45 / 490)				(3.8 / 125)			
	7			---	0.53 **)				0.36
				(3.4 / 44)				(2.35 / 44)	

(WG/x) Wassergehalt [Vol.%] / nach x Stunden bei 50 °C.

*) Wasseraufnahmekoeffizient nach 2 Stunden.

**) Wasseraufnahmekoeffizient nach 4 Stunden.

5.3 Bestimmung des spezifischen elektrischen Widerstands

Um die vor Ort gemessenen elektrischen Widerstände in Wassergehalte umzurechnen, wurde der spezifische elektrische Widerstand in Funktion seiner Haupteinflüsse Wassergehalt, Temperatur und Betonqualität an Bohrkernen im Labor bestimmt (Kapitel 4.1.3).

5.3.1 Spezifischer elektrischer Widerstand und Wassergehalt

Der spezifische elektrische Widerstand der Referenzmischung ist in Bild 5.2 in Funktion der Bohrkerntiefe und für verschiedene Wassergehalte dargestellt. Die Widerstände der beiden Randstufen, welche die abgeriebene bzw. die geschalte Oberfläche des Bohrkerns umfassen, sind deutlich höher. Dies kann auf Unterschiede in der Betonzusammensetzung und unterschiedliche Karbonatisierung in den Randbereichen sowie auf messtechnische Effekte zurückgeführt werden. In der Folge wurde deshalb zwischen den Randstufen (= Oberflächenbeton) und den übrigen Tiefenstufen (= Kernbeton) unterschieden.

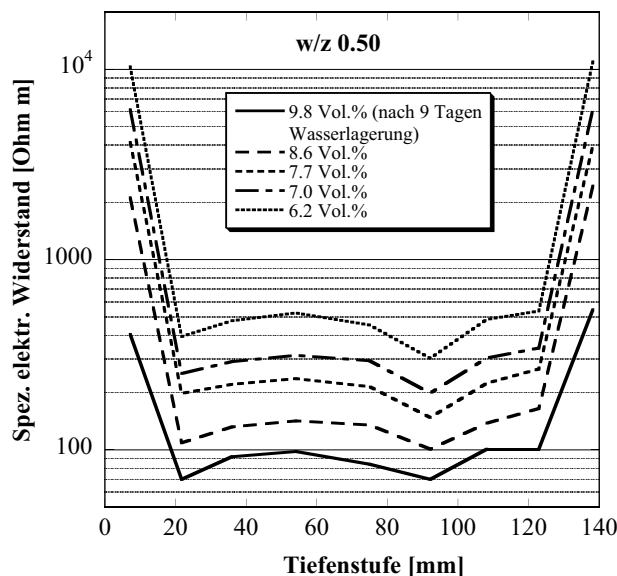


Bild 5.2: Spezifischer elektrischer Widerstand des Referenzbetons in verschiedenen Tiefenstufen und in Abhängigkeit vom Wassergehalt.

Die spezifischen elektrischen Widerstände des Kernbetons nach 9 Tagen Wasserlagerung und nach 12 Tagen bei 90 % relativer Luftfeuchtigkeit sind für alle untersuchten Betone im Bild 5.3 in Boxplots dargestellt. Es wurden die Daten von jeweils zwei Bohrkernen mit je 7 Messwerten für den Kernbeton pro Mischung ausgewertet. Die Box wird durch das obere und das untere Quartil begrenzt und enthält demnach 50 % aller Messwerte. Mit den vertikalen Linien wird der Bereich derjenigen Messwerte angegeben, die noch akzeptierbar sind. Weiter sind in den Boxplots der Median, der Mittelwert und allfällige Ausreisser eingetragen. Die Ausreisser A werden wie folgt definiert, Gleichung (5.1):

$$A \leq Q_{25} - 1.5(Q_{75} - Q_{25}) \quad \text{oder} \quad A \geq Q_{75} + 1.5(Q_{75} - Q_{25}) \quad \text{Gleichung (5.1)}$$

mit A Ausreisser
 Q_{25} unteres Quartil
 Q_{75} oberes Quartil

Während 9 Tagen Wasserlagerung wird das kapillar füllbare Porenvolumen mehr oder weniger gefüllt. In diesem gesättigten Zustand war der spezifische elektrische Widerstand der Betone generell auf tiefem Niveau: Am höchsten in den Betonen mit Silikastaub und mit $w/z = 0.35$ und am tiefsten in den Betonen mit $w/z = 0.50$, mit und ohne Chlorid. Die Mischungen mit Hüttensand und Flugasche lagen dazwischen.

Beim Austrocknen nahm der spezifische elektrische Widerstand in den Mischungen mit Zusatzstoffen schnell zu, vor allem in den Mischungen mit Flugasche und Hüttensand. Die Mischung mit Silikastaub trocknete langsamer aus, was auf das feinere Porensystem zurückzuführen ist. Der Beton mit $w/z = 0.50$ ohne Chlorid trocknete im Vergleich zum $w/z = 0.35$ ebenfalls schneller aus, auch dies die Wirkung des dichteren Gefüges im Beton mit $w/z = 0.35$. Nach 12 Tagen bei 90 % relativer Luftfeuchtigkeit war der spezifische elektrische Widerstand der beiden Normalbetone etwa gleich.

Chloride im Beton, hier 2.0 M% bezogen auf den Zement, die dem Anmachwasser zugegeben wurden, verkleinerten den spezifischen elektrischen Widerstand. Nach 2 Tagen bei 90 % relativer Luftfeuchtigkeit war es im Beton mit $w/z = 0.50$ ein Faktor von etwa 2. Bis zur Sättigungsfeuchtigkeit über einer NaCl-Lösung wird diese Folge der hygroskopischen Wirkung des Chlorids mit abnehmender relativer Luftfeuchtigkeit grösser. Unterhalb der Sättigungsfeuchtigkeit des Salzes ist kein Unterschied mehr zu erwarten (Kapitel 2.2.1).

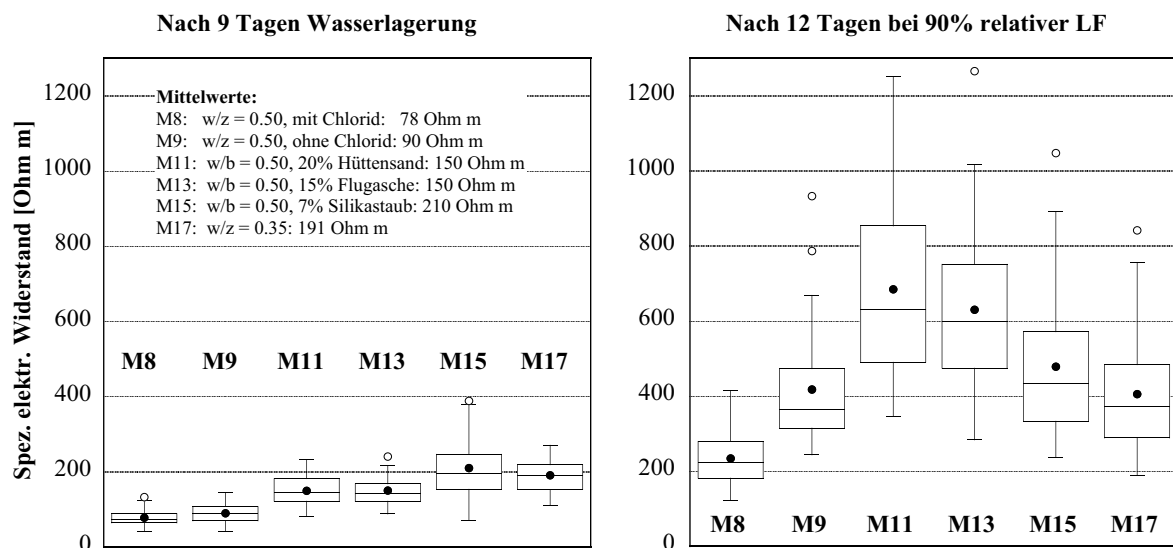


Bild 5.3: Spezifischer elektrischer Widerstand des Kernbetons aller untersuchten Betone nach Wasserlagerung und nach 12 Tagen bei 90 % relativer Luftfeuchtigkeit. Gemessen wurde bei 20 °C.

Die gemessenen spezifischen elektrischen Widerstände bzw. die daraus berechneten spezifischen elektrischen Leitfähigkeiten des Kernbetons sind in Bild 5.4 für alle untersuchten

Betonqualitäten in Abhängigkeit vom Wassergehalt dargestellt. Als Nullpunkt für den Wassergehalt wurde der Wassergehalt nach der 2-tägigen Trocknung im Ofen bei 50 °C gewählt. Der Beton war somit nicht vollständig trocken, sondern der Wassergehalt entsprach im Minimum dem Gelporenvolumen, das während 2 Tagen bei 50 °C nicht entleert wird. Wird es über den im Labor bestimmten kapillar füllbaren Porenanteil abgeschätzt (Tabelle 5.1), resultieren für die verschiedenen Betonqualitäten zwischen 2.8 bis 4.1 Vol.%. Das würde einem Anteil von 30 – 40 % des gesamten kapillar füllbaren Porenraums entsprechen, was eher viel ist und darauf hinweist, dass auch die feinsten Mikrokapillaren mit der Trocknung nicht entleert worden sind.

Es ist ein linearer Zusammenhang zwischen der spezifischen elektrischen Leitfähigkeit σ [S/m] und dem Wassergehalt u [Vol.%] des Kernbetons festzustellen, Gleichung (5.2). Die entsprechenden Korrelationsgeraden sind ebenfalls in Bild 5.4 eingetragen.

$$\sigma = f_1 + f_2 u \quad \text{Gleichung (5.2)}$$

mit	σ	spezifische elektrische Leitfähigkeit [S/m]
	f_1	Korrelationskoeffizient [S/m]
	f_2	Korrelationskoeffizient [S/(m Vol.%)]
	u	Wassergehalt [Vol.%]

Bei den Mischungen mit *vergleichbarem kapillar füllbarem Porenvolumen* (zwischen 9.4 und 10.3 Vol.% nach rund 1000 Tagen) verlaufen die Korrelationsgeraden der Betone mit Zusatzstoffen flacher. Während die Mischungen mit Hüttensand und Flugasche sehr ähnlich sind, verläuft die Gerade der Mischung mit Silikastaub noch flacher. Vor allem bei hohen Wassergehalten ist damit eine Reduktion der spezifischen elektrischen Leitfähigkeit in Betonen mit Zusatzstoffen vorhanden.

Erst bei rund 2 bis 3 Vol.% nimmt die spezifische elektrische Leitfähigkeit markant zu, das entspricht auch der Feststellung in [149]. Bei diesem Wassergehalt ist bei den vorliegenden Mischungen 60 bis 70 % des kapillar füllbaren Porenraums gefüllt.

Bei der *dichteren Mischung* mit $w/z = 0.35$ verläuft die Korrelationsgerade im Vergleich zur Referenzmischung ebenfalls flacher und die maximale spezifische elektrische Leitfähigkeit bei Sättigung ist infolge des kleineren kapillar füllbaren Porenvolumens stark reduziert. Sie ist ungefähr gleich wie im Beton mit Silikastaub (siehe auch Bild 5.3).

Die spezifische elektrische Leitfähigkeit von Beton wird durch die spezifische elektrische Leitfähigkeit der Porenlösung, deren Menge (Wassergehalt) und deren Verteilung im Porensystem sowie die Dichtigkeit des Gefüges bestimmt (Kapitel 2.6.2):

- Die für die verschiedenen Betone festgestellten, linearen Zusammenhänge zwischen der spezifischen elektrischen Leitfähigkeit und dem Wassergehalt zeigen, dass die Veränderung der elektrischen Leitfähigkeit der Porenlösung eines Betons durch die Wasseraufnahme vergleichsweise gering ist.
- Bei vergleichbarem Gefüge ist die spezifische elektrische Leitfähigkeit von Betonen mit Zusatzstoffen bei gleichen Auslagerungsbedingungen als Folge der kleineren Leitfähigkeit des Porenwassers tiefer als bei Betonen ohne Zusatzstoffe. Im Fall von Hüttensand wurde dies auch in [148] festgestellt.

- Ein dichtes Gefüge hat bei hohen Feuchtigkeiten eine tiefere, bei trockeneren Verhältnissen eine höhere elektrische Leitfähigkeit zur Folge, da die Austrocknung des feineren Gefüges erst bei tieferen Luftfeuchtigkeiten und damit langsamer erfolgt (Kapitel 2.2.1).

Die spezifische elektrische Leitfähigkeit des Oberflächenbetons war vor allem beim Referenzbeton ohne Chloride deutlich kleiner und nahm mit dem Wassergehalt nicht mehr linear zu. Da die im Naxbergtunnel gemessenen spezifischen elektrischen Widerstände im Referenzbeton maximal $500 \Omega\text{m}$ und im Beton mit Silikastaub rund $1000 \Omega\text{m}$ betrugen, wurde im Weiteren nur noch Kernbeton betrachtet.

Die zweite, insgesamt 20-tägige Wasserlagerung der Normalbetone führte zu einem größeren Wassergehalt als die erste Wasserlagerung (9 Tage). Trotzdem waren die gemessenen spezifischen Widerstände grösser, bzw. die spezifischen Leitfähigkeiten kleiner. Auch die Messung nach der anschliessenden 31-tägigen Lagerung bei 80 % relativer Luftfeuchtigkeit ergab für die entsprechenden Wassergehalte eher zu tiefe spezifische Leitfähigkeiten. Dies wurde auf die zunehmende Auslaugung während der längeren Wasserlagerung und auf Quellen des Zementsteins zurückgeführt. Auch wurde während der Wasserlagerung der elektrische Kontakt zwischen den Platten und dem Beton an den Bohrkernen beeinträchtigt. Alle diese Einflüsse haben eine Abnahme der Leitfähigkeit zur Folge. Die Daten dieser beiden Messungen wurden im Weiteren nicht mitberücksichtigt.

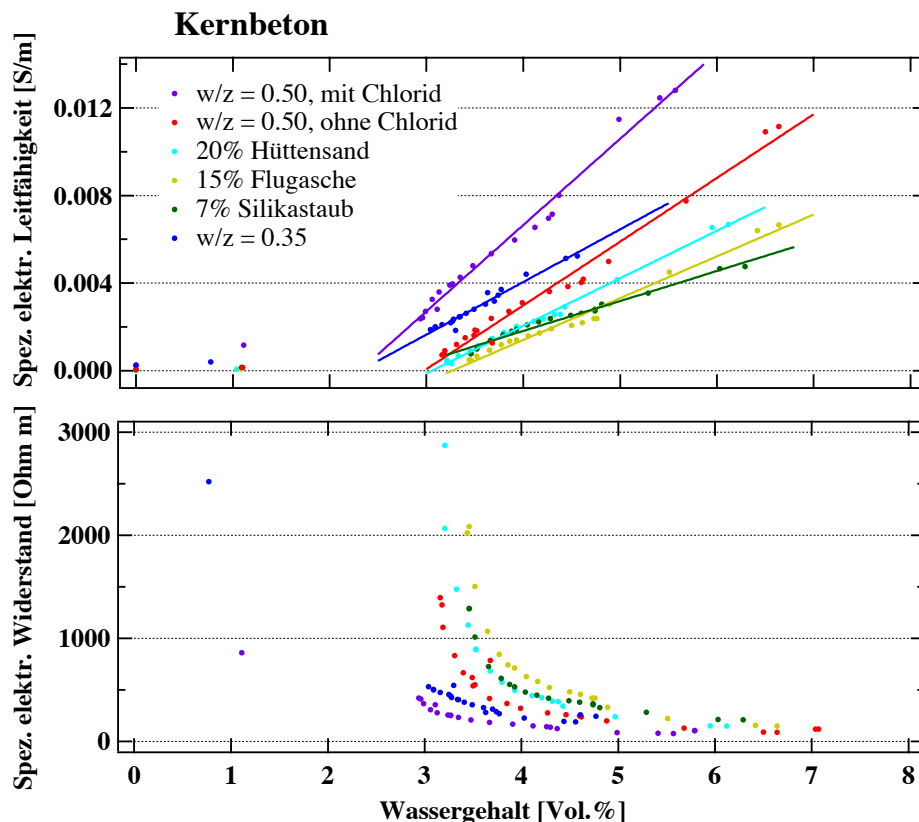


Bild 5.4: Spezifische elektrische Leitfähigkeit und spezifischer elektrischer Widerstand in Abhängigkeit vom Wassergehalt und von der Betonqualität. Dem Wassergehalt 0 % entspricht der Wassergehalt nach 2 Tagen Trocknung bei 50°C . Gemessen wurde bei 20°C .

5.3.2 Spezifischer elektrischer Widerstand und Temperatur

Die Messungen des spezifischen elektrischen Widerstands im Labor wurden bei einzelnen Wassergehalten bei drei Temperaturen durchgeführt (0 °C, 10 °C und 20 °C). Damit konnte für die entsprechenden Wassergehalte der b -Wert der Temperaturabhängigkeit identifiziert werden (Kapitel 2.6.2, Gleichung (2.30), Tabelle 5.3).

$$\rho = \rho_0 e^{b \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_0} \right)} \quad \text{Gleichung (2.30)}$$

Für die Mischungen mit $w/z = 0.50$, mit und ohne Chloride, resultierten wie erwartet grössere b -Werte und damit eine stärkere Temperaturabhängigkeit des spezifischen elektrischen Widerstands sowie grössere Streuungen der b -Werte mit abnehmender Feuchtigkeit des Betons. Nach der Wasserlagerung wurde der b -Wert mit 1500 bis 1600 K, bei Wassergehalten um 80 % des kapillar füllbaren Porenvolumens mit 1900 K und bei Wassergehalten von rund 70 % mit 2500 bis 5700 K bestimmt. Die Zunahme des b -Werts mit abnehmendem Wassergehalt könnte neben einer Zunahme der Aktivierungsenergie (Kapitel 2.6.2), mit den zunehmend unterbrochenen Elektrolytwegen, die ein starkes Ansteigen des spezifischen elektrischen Widerstands zur Folge haben, erklärt werden. Bei tiefen b -Werten ist die Tendenz bei der Mischung mit $w/z = 0.35$ umgekehrt (Tabelle 5.3). Da die Werte alle im Streubereich von sehr feuchtem Beton (1300 bis 2000 K) liegen, ist dies vermutlich eher ein Zufall. Der Wassergehalt in diesem Beton war bei den Messungen sehr hoch und lag immer bei mindestens 80 %.

Tabelle 5.3: Berechneter b -Wert für den Kernbeton der Mischungen mit $w/z = 0.50$ und 0.35. Die Messungen erfolgten bei jeder Feuchtigkeitsstufe bei 0 °C, 10 °C und 20 °C.

Mischung	Wassergehalt [Vol.%] *)	b -Wert [K]
w/z 0.50, ohne Chlorid (Referenz) Kapillar füllbare Poren: 9.8 Vol. %	ca. 10.0 (100 %)	1541
	7.6 – 8.1 (80 %)	1864
	6.9 (70 %)	2514
	6.5 – 6.8 (68 %)	4010
	6.4 (65 %)	4193
w/z 0.50, mit Chlorid Kapillar füllbare Poren: 9.5 Vol. %	ca. 10.0 (100 %)	1611
	8.1 (85 %)	1893
	7.2 (76 %)	2997
	7.0 (74 %)	2769
w/z 0.35 Kapillar füllbare Poren: 7.8 Vol. %	6.9 (73 %)	5707
	7.8 (100 %)	2049
	6.5 (83 %)	1526
	6.25 (80 %)	1309

*) In Klammern ist der Anteil am kapillar füllbaren Porenvolumen angegeben, der bei dem entsprechenden Wassergehalt gefüllt ist.

Bild 5.5 zeigt für die Mischung mit $w/z = 0.50$ die bei 0 °C und bei 20 °C gemessenen spezifischen elektrischen Leitfähigkeiten in Abhängigkeit vom Wassergehalt. Aus der vollständigen Messreihe bei 20 °C wurden die Leitfähigkeiten für 0 °C mit verschiedenen b -Werten berechnet und zusammen mit den resultierenden Korrelationsgeraden ebenfalls im Bild eingetragen. Die Wahl der tiefen b -Werte (1500 bis 2000 K) ist für hohe Wassergehalte korrekt, die Wahl des hohen b -Werts (5000 K) für tiefe Wassergehalte. Die linearen Zusammenhänge zwischen der spezifischen elektrischen Leitfähigkeit und dem Wassergehalt werden dazu dienen, aus den Widerstandsmessungen vor Ort die Veränderungen des Wassergehalts abzuschätzen. Von Interesse ist dabei vor allem der Bereich höherer Leitfähigkeiten und Wassergehalte. Aus Bild 5.5 wird ersichtlich, dass für eine optimale Abschätzung der Veränderungen des Wassergehalts die Umrechnung auf verschiedene Temperaturen mit tiefen b -Werten zwischen 1500 bis 2000 K erfolgen sollte. Damit wird der Fehler bei hohen Feuchtigkeiten klein gehalten. Bei tiefen Wassergehalten wird der Fehler zwar grösser, aber er ist viel unbedeutender als derjenige, der aus der Wahl eines grossen b -Werts bei hohen Leitfähigkeiten und Wassergehalten resultiert. Je höher der b -Wert gewählt wird, desto stärker wird der Wassergehalt überschätzt. Bei der Wahl von 2000 K anstatt 1500 K sind es rund 5 %.

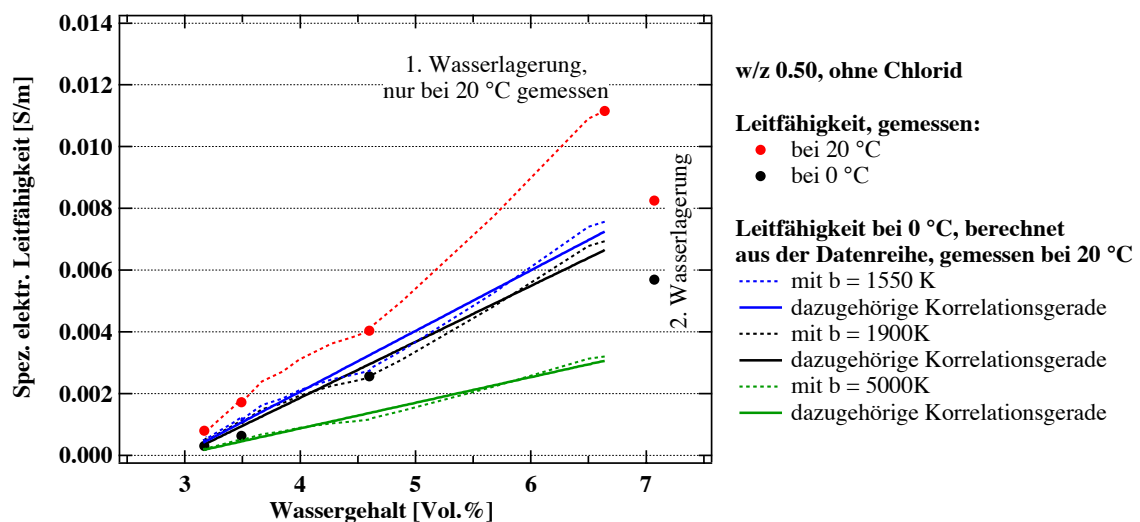


Bild 5.5: Spezifische Leitfähigkeit in Abhängigkeit vom Wassergehalt.

Für die Umrechnung der vor Ort gemessenen spezifischen elektrischen Leitfähigkeiten in Wassergehalte wurden schliesslich die in den Bildern 5.6 und 5.7 dargestellten linearen Zusammenhänge verwendet. Bild 5.6 zeigt die beiden Mischungen mit $w/z = 0.50$, mit und ohne Chlorid. Als Bezugstemperaturen wurden die Mediane der gemessenen Lufttemperaturen für das Winter- und das Sommerhalbjahr sowie eine mittlere Temperatur von 8.0 °C gewählt.

Aus Bild 5.6 folgt, dass die Veränderung des Wassergehalts infolge einer Veränderung der spezifischen elektrischen Leitfähigkeit stark überschätzt wird, wenn der Zusammenhang für chloridfreien Beton auf stark chloridbelasteten Beton angewendet wird. Für die Mischung mit 2 M% Chlorid bezogen auf den Zementgehalt sind es rund 30 bis 35 % im Vergleich zur Referenzmischung ohne Chlorid. Wird der Zusammenhang für die Temperatur 8.0 °C verwendet, so werden die Veränderungen des Wassergehalts im Sommer rund 10 % über-, im Winter um den gleichen Betrag unterschätzt. Für die Abschätzung der Veränderung des Wassergehalts aus den Widerstandsmessungen vor Ort werden deshalb Sommer- und Winterhalbjahr getrennt betrachtet, mit den entsprechenden Korrelationsgeraden.

Die für die Umrechnung in den Wintermonaten verwendeten linearen Funktionen aller Betone sind in Bild 5.7 im Bereich der effektiv gemessenen spezifischen elektrischen Leitfähigkeiten dargestellt. Das Volumen, welches für den Wassereintrag zur Verfügung steht, ist sehr unterschiedlich. Beim Beton mit $w/z = 0.35$ ist es mit rund 1.5 Vol.% sehr klein, während es bei den übrigen Betonqualitäten mit 3 bis 3.5 Vol.% mindestens doppelt so gross ist. Etwas kleiner wiederum wird das im Gebrauchszustand effektiv vorhandene Wasseraufnahmevermögen, wenn bereits relativ viel Chlorid im Beton vorhanden ist (rund 2.5 Vol.%).

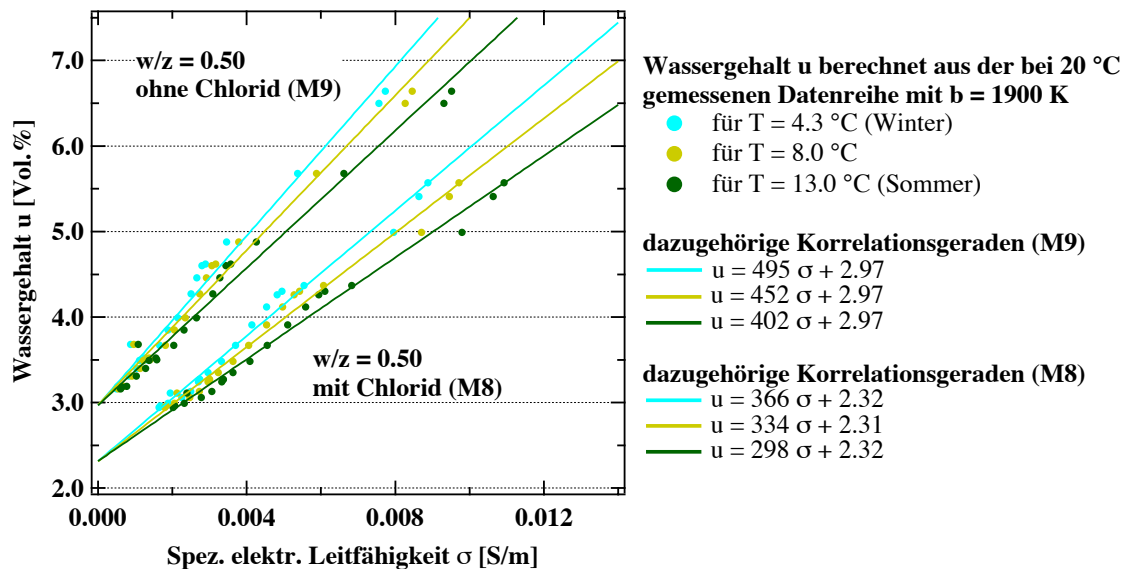


Bild 5.6: Wassergehalt in Abhängigkeit von der spezifischen Leitfähigkeit für die Mischungen mit $w/z = 0.50$, mit und ohne Chlorid.

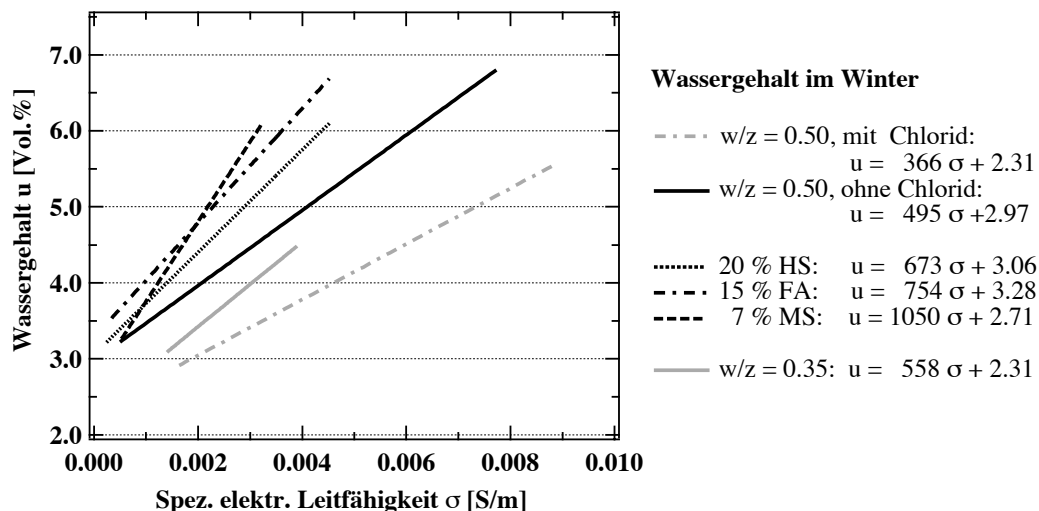


Bild 5.7: Wassergehalt in Abhängigkeit von der spezifischen Leitfähigkeit für alle Mischungen und eine Bezugstemperatur von 4.3 °C .

Für die Umrechnung wurden an Stelle des linearen Zusammenhangs zwischen spezifischer Leitfähigkeit und Wassergehalt auch hyperbolische und exponentielle Zusammenhänge getestet. Auf die Beurteilung des Wasserhaushalts hatte dies keinen Einfluss.

5.4 Bestimmung der Zellkonstanten

Die Bestimmung der Zellkonstanten diente dazu, die Geometrieabhängigkeit der gemessenen Widerstände im Feld zu kompensieren. Sie erfolgte in Wasser mit unterschiedlicher Leitfähigkeit (Kapitel 4.1.4). In Bild 5.8 sind für die Lösung Nr. 2 mit einem spezifischen elektrischen Widerstand von $500 \, \Omega\text{m}$ bei $25 \, ^\circ\text{C}$ und $1000 \, \Omega\text{m}$ bei $1 \, ^\circ\text{C}$ die 68 %-Intervalle der jeweils in einer Tiefenstufe bestimmten Zellkonstanten dargestellt. Es wurde bei $1 \, ^\circ\text{C}$, $20 \, ^\circ\text{C}$ und $33 \, ^\circ\text{C}$ gemessen und je Temperatur wurden in 5-Minuten-Intervallen zwischen 50 und 150 Messpunkte erfasst. Die Resultate der übrigen Lösungen fallen qualitativ ähnlich aus. Die Zellkonstante nimmt von Aussen nach Innen zu. Dies wird auf das bei der Widerstandsmessung zur Verfügung stehende kleinere Volumen bei der Randstufe zurückgeführt. Ebenfalls kleinere Zellkonstanten resultierten entsprechend bei den Messungen am Beckenrand. Im Weiteren wird die Zellkonstante abgestuft für die Tiefenstufen 5 bis 10 mm, 10 bis 30 mm und 30 bis 40 mm betrachtet.

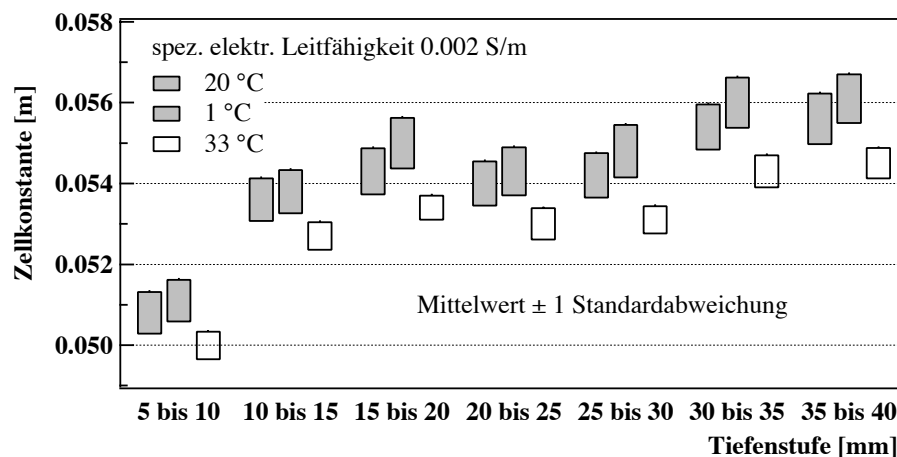


Bild 5.8: Zellkonstanten in Abhängigkeit von der Tiefe und von der Temperatur. Eine Normalverteilung vorausgesetzt, umfassen die Balken jeweils 68 % aller Messwerte.

Die Abhängigkeit der Zellkonstanten von der spezifischen elektrischen Leitfähigkeit und der Temperatur ist in Bild 5.9 dargestellt. Es zeigt sich, dass die Zellkonstante mit zunehmender elektrischer Leitfähigkeit und mit zunehmender Temperatur abnimmt. Die Temperaturabhängigkeit der Zellkonstanten ist stärker in Lösungen mit höheren elektrischen Leitfähigkeiten. Die Abhängigkeit der Zellkonstanten von der spezifischen Leitfähigkeit und von der Temperatur könnte auf eine unterschiedliche Ausbreitung des elektrischen Felds in der Lösung während der Messung hinweisen.

Im Naxbergtunnel liegen die Betontemperaturen im Sommer bei maximal $23 \, ^\circ\text{C}$ und gleichzeitig sind die gemessenen spezifischen elektrischen Widerstände kaum tiefer als 150 bis $200 \, \Omega\text{m}$. Im Winter fallen die spezifischen elektrischen Widerstände bei tiefen Temperaturen auf weniger als $100 \, \Omega\text{m}$. Für die Umrechnung der vor Ort gemessenen Widerstände in spezifische elektrische Widerstände wird deshalb für die Zellkonstante der Mittelwert der

Messungen bei 1 °C (alle Lösungen) und bei 20 °C (Lösungen Nr. 1 bis 3) genommen (Tabelle 5.4).

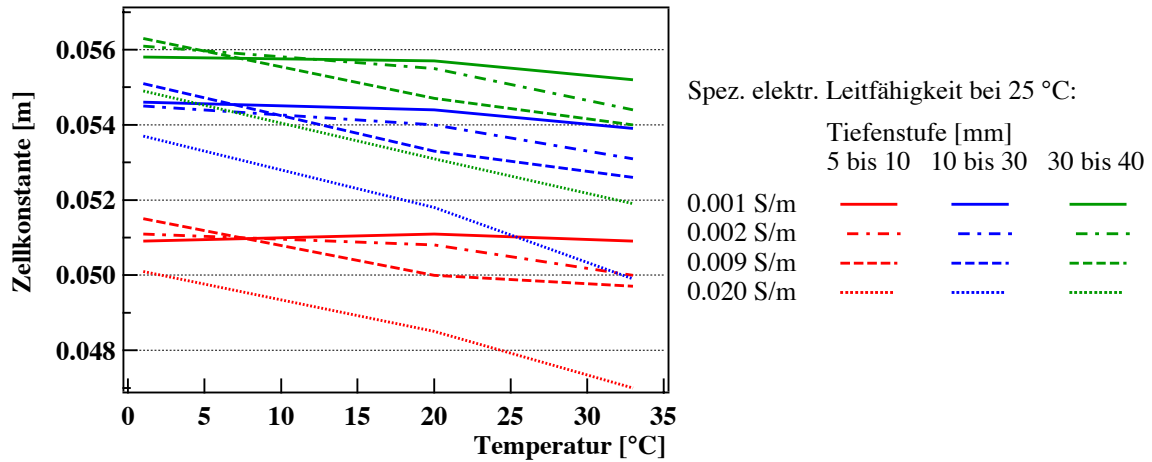


Bild 5.9: Mittelwerte der Zellkonstanten in Abhängigkeit von der Temperatur und von der spezifischen elektrischen Leitfähigkeit.

Tabelle 5.4: Zellkonstanten für die Umrechnung.

Tiefenstufe [mm]	Zellkonstante [m]
5 bis 10	0.051
10 bis 30	0.054
30 bis 40	0.056

Als Nebenprodukt der Messungen konnte die Temperaturabhängigkeit der elektrischen Leitfähigkeit der verwendeten Lösungen untersucht werden:

$$\sigma = \sigma_0 e^{b \left(\frac{1}{T_0} - \frac{1}{T} \right)} \quad \text{Gleichung (2.29)}$$

Der b -Wert lag bei den verwendeten Lösungen bei (2024 ± 35.5) K. Das ist dieselbe Größenordnung wie bei den Messungen des spezifischen elektrischen Widerstands an Bohrkerne, wo für die Betone mit $w/z = 0.50$ und 0.35 bei hohen Wassergehalten b -Werte von 1500 bis 2000 K bestimmt wurden (Kapitel 5.3.2) und wie in [147], wo Bürchler einen b -Wert von 1745 K für synthetische Porenlösungen bestimmte.

6 Resultate und Auswertungen der Feldversuche

In diesem Kapitel werden die Resultate der Messungen im Naxbergtunnel mit ersten Auswertungen dargestellt. In Kapitel 6.1 sind Klimadaten zusammengefasst und Kapitel 6.2 enthält Überlegungen zur Temperaturkompensation der vor Ort gemessenen elektrischen Widerstände. Darauf folgen in Kapitel 6.3 die Darstellung und der Vergleich der temperaturkompensierten spezifischen elektrischen Widerstände für die verschiedenen Betonqualitäten und in Kapitel 6.4 die Umrechnung der gemessenen spezifischen elektrischen Widerstände in den Wassergehalt. Schliesslich sind in Kapitel 6.5 die Messungen des freien Chloridgehalts im Porenwasser sowie die Resultate der Chloridanalysen und in Kapitel 6.6 die Korrosionsströme und die Potenziale der elektrisch isolierten Stäbe in Abhängigkeit von der Zeit dargestellt.

6.1 Klima im Naxbergtunnel

Die statistischen Kenngrössen der Messung der Lufttemperatur im Tunnel und, ab Oktober 2002, beim Widerlager sind in der Tabelle 6.1, je für die Sommer- und Winterhalbjahre zusammengestellt (10-Minuten-Intervall). Über die ganze Messperiode resultiert eine mittlere Lufttemperatur von 7.4 °C, bei einem Minimalwert von -11.6 °C und einem Maximalwert von +30.5 °C. Der Unterschied der Kennwerte zwischen Sommer- und Winterhalbjahr beträgt rund 10 °C. Das Tagesklima im Tunnel ist recht ausgeglichen. Da keine direkte Sonneneinstrahlung möglich ist, gibt es auch keine extremen Temperaturschwankungen innerhalb eines Tages.

Die Messung der Luftfeuchtigkeit im Tunnel erwies sich als heikel. Nach kühlen, nassen Phasen mit möglicher Wasserfilmbildung auf der Fühleroberfläche wurden immer wieder zu tiefe Werte gemessen (unter 10 bis 20 % relative Luftfeuchtigkeit). Erst nach dem Ersatz des Fühlers im September 2002 waren die Messungen zuverlässig. Die statistischen Kennwerte der beiden Zeitabschnitte innerhalb der Beobachtungsperiode, für die zuverlässige Daten vorhanden sind, sind in Tabelle 6.2 zusammengestellt (zwei Winterhalbjahre). Ausserhalb der Beobachtungsperiode wurde die Messung der relativen Luftfeuchtigkeit im Tunnel fortgesetzt (Daten bis April 2004). Bild 6.1 zeigt die Monatsmittel in Abhängigkeit von der Zeit.

Im Tunnel wurde demnach in den Winterhalbjahren eine mittlere relative Luftfeuchtigkeit von rund 72 % gemessen, im Sommerhalbjahr 2003 waren es 62 % und das Jahresmittel 2003 betrug 65 %. Die relative Luftfeuchtigkeit ist im Tunnel tiefer als beim Widerlager, was auf die im Mittel 0,9 °C höhere Lufttemperatur zurückzuführen ist. Die Differenz der gemessenen Werte zwischen Widerlager und Tunnel beträgt 10 bis 15 % (Absolutwert der relativen Luftfeuchtigkeit, 95 %-Intervall der Normalverteilung für die Differenzen). Dies liegt im Bereich der Genauigkeit der Messung.

Tabelle 6.1: Statistische Kennwerte der gemessenen Lufttemperaturen [°C] im Tunnel, und ab Oktober 2002, am Widerlager.

	Winterhalbjahr				Sommerhalbjahr		Ganze Periode
	Tunnel			Widerlager	Tunnel		Tunnel
	03.11.00 bis 31.03.01	01.10.01 bis 31.03.02	01.10.02 bis 31.03.03	04.10.02 bis 31.03.03	01.04.01 bis 30.09.01	01.04.02 bis 30.09.02	03.11.00 bis 23.04.03
Minimum	-7.7	-11.2	-11.6	-11.2	-3.6	-0.7	-11.6
Maximum	17.7	22.6	17.8	17.2	30.5	28.9	30.5
Mittelwert	3.8	3.8	3.8	2.7	12.4	12.5	7.4
Median	3.6	3.2	4.4	3.2	12.7	12.9	7.4
Standardabw.	4.4	6.4	5.6	5.3	5.6	5.2	6.9

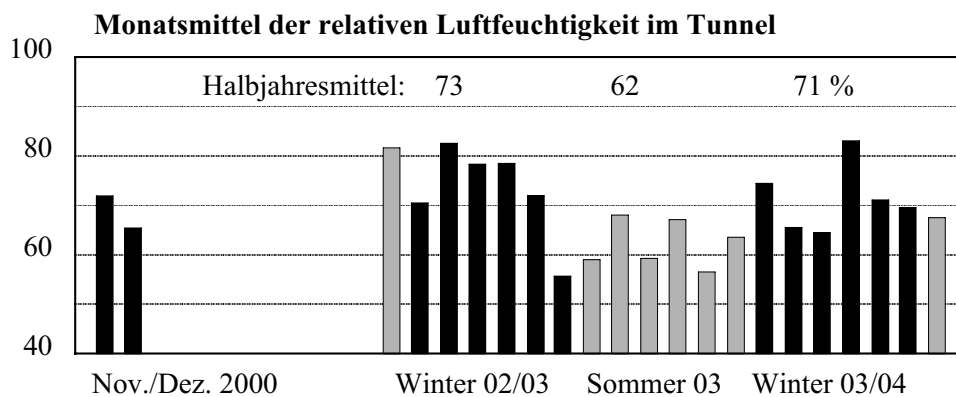


Bild 6.1: Monatsmittel der relativen Luftfeuchtigkeit [%] im Tunnel.

Die Tagesmittel der relativen Luftfeuchtigkeit schwanken über das ganze Jahr hinweg sehr stark. Die Tiefstwerte liegen zwischen 30 bis 40 %, die Höchstwerte zwischen 90 bis 100 %. Ein Grund dafür sind die Windverhältnisse. Das Klima im Tal wird vor allem im Frühling und im Herbst stark geprägt durch Föhnlagen (starker, warmer Südwind). Sobald Föhn einsetzt, fällt die relative Luftfeuchtigkeit sehr abrupt von 70 bis 80 % auf sehr tiefe Werte von 20 bis 30 %. Ebenso schnell steigt sie wieder an, wenn der Föhn aufhört. Dies ist meist begleitet von Niederschlag. Abgesehen von den Phasen mit Südwind gibt es mindestens ebenso häufig Wetterlagen mit starkem Nordwind. Diese haben keinen sofortigen Einfluss auf die Luftfeuchtigkeit und die Lufttemperatur. Bild 6.2 zeigt die mittleren jährlichen Windrosen der am nächsten gelegenen automatischen Klimastationen. Die Hauptrichtung des Winds ist von

der lokalen Topographie geprägt. Da der Tunnel ebenfalls in der Hauptrichtung des Tals liegt, wird der Nordwind durch den Fahrtwind noch verstärkt.

Tabelle 6.2: Statistische Kennwerte der gemessenen Luftfeuchtigkeiten [%] im Tunnel und am Widerlager.

	Tunnel		Widerlager	Differenz Tunnel/Widerlager
	03.11.00 bis 11.01.01	01.10.02 bis 31.03.03	04.10.02 bis 31.03.03	04.10.02 bis 31.03.03
Minimum	27.6	14.8	19.2	−56.5
Maximum	98.4	100.0	100.0	21.8
Mittelwert	68.1	71.7	75.3	−2.9
Median	69.4	75.6	80.7	−2.5
Standardabw.	20.1	23.1	19.7	5.6

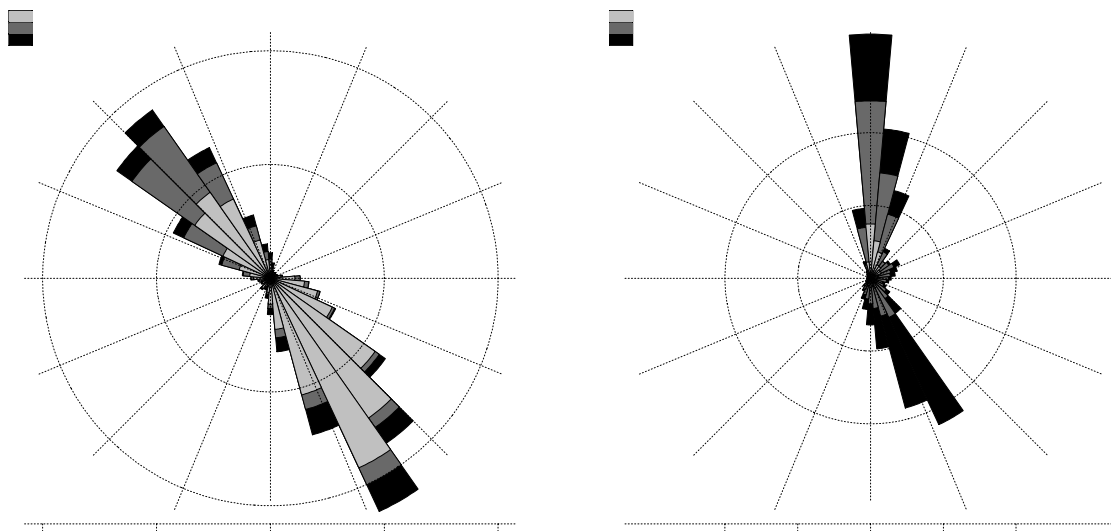


Bild 6.2: Mittlere jährliche Windrosen von Altdorf und Gütsch Gotthard [Quelle: MeteoSchweiz].

In Bild 6.3 sind die von der SMA gemessenen Niederschläge in Göschenen dargestellt: die Summe der Niederschläge und die Tage, an denen Niederschlag zu verzeichnen war (registrierter Minimalwert je Tag: 0.1 mm/m²), jeweils pro Monat. Niederschläge fallen in Göschenen das ganze Jahr durch. Es ist kein ausgeprägter Unterschied zwischen Sommer- und Winterhalbjahr festzustellen. Die Anzahl Tage, an denen Niederschlag fällt, ist im Sommer allerdings etwas höher. Extreme Niederschläge können nahezu jederzeit auftreten (maximale Tageswerte in der Messperiode: Mai 2002 117 mm; November 2002 125 mm). Bei Temperaturen um 0 °C oder tiefer, d.h. bei Schnee, fallen die Niederschlagsmengen geringer aus, in

Extremfällen bis zu 40 mm. Dabei ist allerdings zu beachten, dass Schneefälle in ihrer äquivalenten Wassermenge angegeben werden.

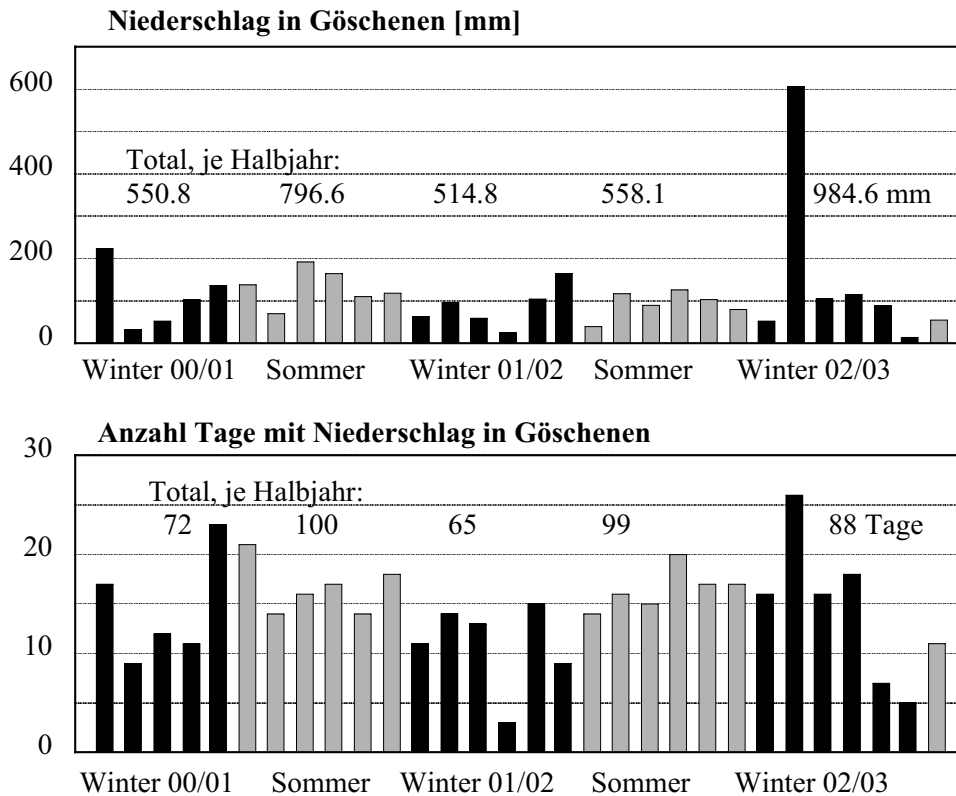


Bild 6.3: Niederschlag in Göschenen: Monatssummen und Anzahl Tage mit Niederschlag. Hell sind die Balken des Sommerhalbjahrs, April bis September, dunkel diejenigen des Winterhalbjahres, Oktober bis März (Daten der MeteoSchweiz).

In Bild 6.4 ist der Salzverbrauch auf der A2, Abschnitt Amsteg – Göschenen, der letzten 19 Winter zusammengestellt. Neben normalem Streusalz wird vor allem bei tiefen Temperaturen CaCl_2 bzw. eine Sole aus 30 bis 40 %-iger CaCl_2 -Lösung verwendet. Der Anteil von CaCl_2 am Gesamtverbrauch liegt, abhängig von den Temperaturen während eines Winters, zwischen 0 % und 15 %. Die Zahlen umfassen den Gesamtverbrauch (NaCl und CaCl_2).

Der mittlere Salzverbrauch der letzten 19 Winter (1984/85 bis 2002/2003) betrug 2.6 kg/m^2 , mit einem Maximalwert von 4.7 kg/m^2 im sehr schneereichen Winter 1998/99. Zum Vergleich: Entlang der A13, Abschnitt Thusis-Hinterrhein, wurden in den Jahren 1995 bis 2000 im Mittel 4.45 kg/m^2 mit einem Maximalwert von 7.5 kg/m^2 im Winter 1998/1999 verbraucht [3]. Im gleichen Zeitabschnitt lag der durchschnittliche Verbrauch auf der A2 bei 2.95 kg/m^2 .

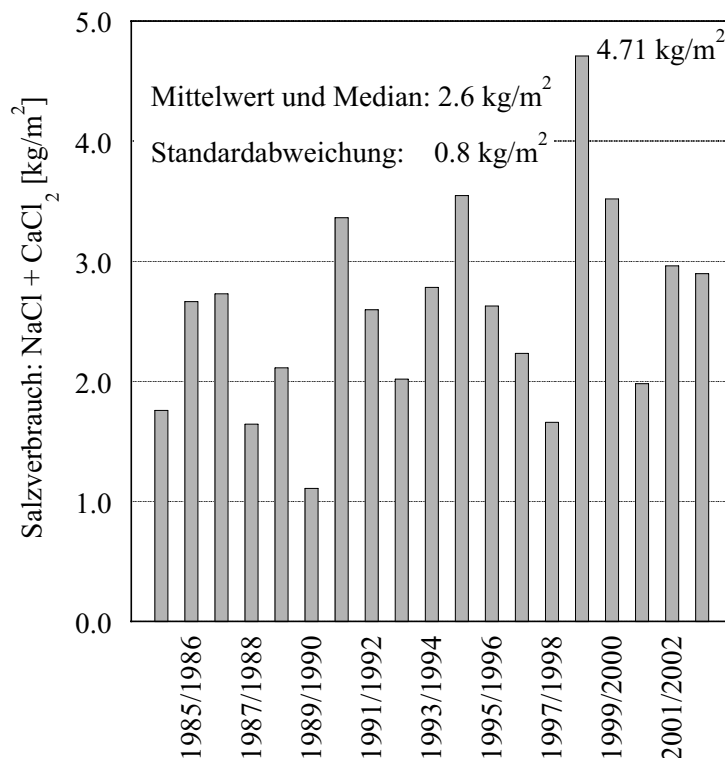


Bild 6.4: Durchschnittlicher Salzverbrauch der letzten 19 Winter auf der A2, Abschnitt Amsteg – Göschenen (Daten vom Unterhaltsdienst im Werkhof Göschenen erfasst und zur Verfügung gestellt.)

Bild 6.5 zeigt die Tage mit Winterdiensteinsätzen des Unterhaltsdienstes und in Tabelle 6.3 sind die „chloridwirksamen“ Niederschläge, die Anzahl Tage mit Winterdiensteinsätzen sowie der Salzverbrauch für die drei Winter der Messperiode zusammengestellt. Unter Winterdiensteinsatz fallen neben Pflügen und Salzen auch Schneeabtransporte. Diese Daten wurden im Autobahnwerkhof Göschenen erfasst. Die Streusalzeinsätze hängen direkt von den Witterungsverhältnissen ab. Sie erfolgen

- bei gegen 0 °C sinkenden oder um 0 °C schwankenden Temperaturen
- bei Temperaturanstiegen auf 0 °C (Schmelzwasser)
- bei anhaltend tiefen Temperaturen nach Schneefällen
- während bzw. nach Schneefällen
- evtl. auch auf Grund von entsprechenden Wetterprognosen.

Die Niederschläge fielen in den beiden ersten Wintern eher gering aus. Entsprechend verursachte dies im milden Winter 2000/2001 einen geringen Salzverbrauch, im Winter 2001/2002 mit häufigen Lufttemperaturen um 0 °C und einer Kälteperiode im Dezember einen überdurchschnittlich hohen Salzverbrauch. Im Winter 2002/03 führten die ausgiebigeren Niederschläge, kombiniert mit sehr langen Kälteperioden, wiederum zu einem überdurchschnittlich hohen, aber nicht zu einem extremen Salzverbrauch. Bemerkenswert ist, dass 30 % des gesamten Salzverbrauchs dieses Winters innerhalb von 4 Tagen anfielen (29./30.01. und 04./05.02.). Wird das Salz auf die in diesen Tagen gefallenen Niederschläge verteilt, so resultieren Ende Januar 20 l 2 %-ige Salzlösung pro m² Fahrbahn, anfangs Februar 50 l 1 %-ige

Salzlösung pro m² Fahrbahn. Während bei einem „normalen“ Salzeinsatz zwischen 4'000 bis 18'000 kg Salz pro Tag verbraucht werden (15.3 bis 68.7 g/m²), waren es am 04.02.2003 68'500 kg (261.4 g/m²). Die überdurchschnittlich vielen Winterdiensteinsätze im Januar sind mit vermehrten Schneeabtransporten erklärbar.

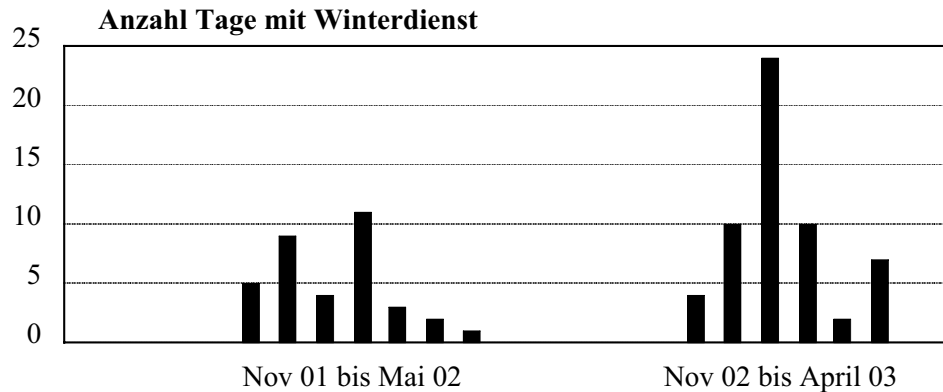


Bild 6.5: Anzahl Tage mit Winterdienst im Werkhof Göschenen.

Tabelle 6.3: Niederschläge, die Streusalzeinsätze zur Folge hatten, Anzahl Tage mit Winterdienst sowie Salzverbrauch in den Winterhalbjahren der betrachteten Zeitperiode.

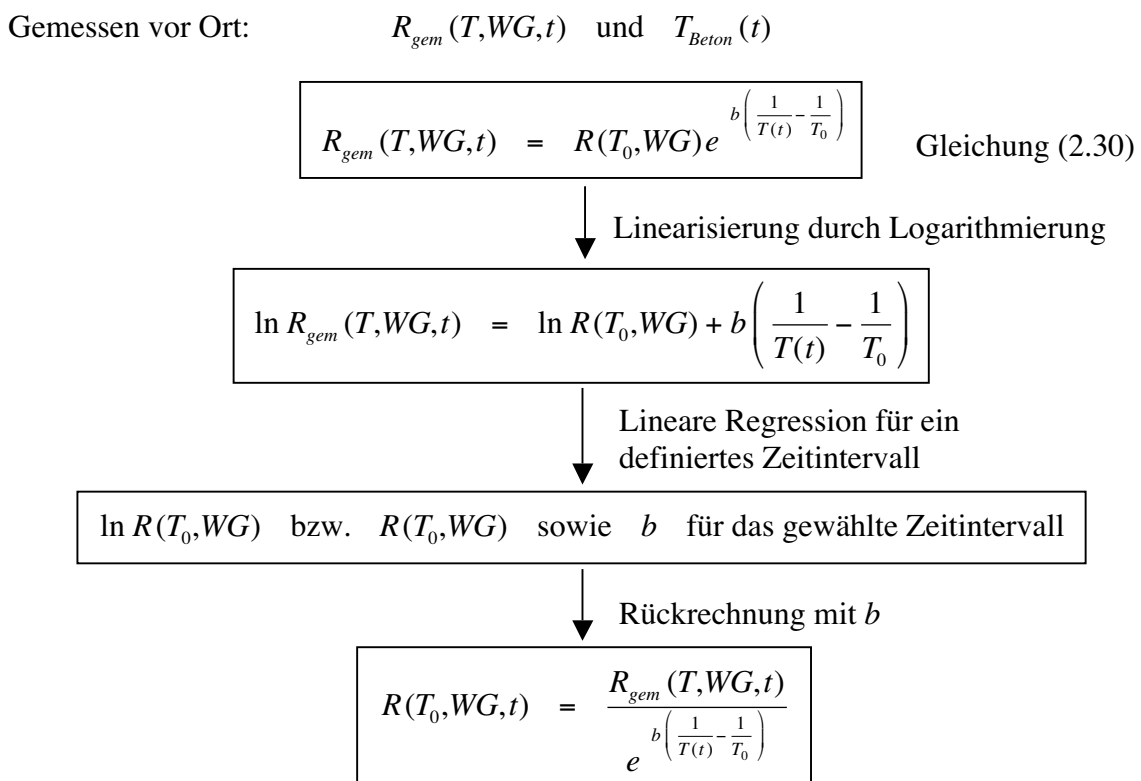
	Winter 2000/2001	Winter 2001/2002	Winter 2002/2003
Niederschlag, der Streusalzeinsätze zur Folge hatte (meist Nov.-Feb.) [mm]	ca. 280	ca. 290	ca. 380
Tage mit Winterdienst (Pflügen, Salzen, Schneeabtransport)	33 Tage	36 Tage	57 Tage
Streusalzverbrauch, total [kg]	519'500	776'700	759'600
Streusalzverbrauch [kg/m ²]	1.98	2.96	2.90

Im Winter 2002/03 wurde der Chloridgehalt von Schneeproben analysiert. Es wurden Chloridgehalte von 2 g/l (Schnee der etwa 1.50 m ab OK Terrain an die Wand geweht worden war) bzw. 5 bis 16 g/l (Schnee vom Fahrbahnrand bzw. von Schneemaden am Wandfuss) festgestellt, was 0.8 bis 2.7 %-igen NaCl-Lösungen entspricht. Schliesslich wurden auch Wischproben von den Oberflächen verschiedener Platten genommen und analysiert. Es ergaben sich Chloridmengen von 30 bis 90 mg/cm². Ähnliche Werte sind auch andernorts gefunden worden [160].

6.2 Temperaturkompensation

Neben materialspezifischen Einflüssen ist der elektrische Betonwiderstand vor allem von der Temperatur und vom Wassergehalt abhängig (Kapitel 2.6.2). Wird der Einfluss der Temperatur kompensiert, können die übrig bleibenden Veränderungen des elektrischen Widerstands auf Feuchtigkeitswechsel zurückgeführt und so der Wasserhaushalt der untersuchten Betonqualität unter der gegebenen Exposition studiert werden.

Die Abhängigkeit des elektrischen Widerstands von der Temperatur wird durch Gleichung (2.30) beschrieben. Ihre Kompensation erfolgt gemäss dem in Kapitel 2.6.3 beschriebenen Verfahren. Bild 6.6 zeigt schematisch das Vorgehen.



Auf die Bezugstemperatur T_0 kompensierter elektrischer Widerstand R ,
in Abhängigkeit vom Wassergehalt und von der Zeit.

Bild 6.6: Schema für das Vorgehen bei der Temperaturkompensation.

Die Temperaturkompensation wurde mit praktisch derselben Routine durchgeführt wie in [3], wo für die Regression die Messwerte eines Zeitintervalls von jeweils 24 Stunden genommen wurden (= 144 Wertepaare von Temperatur und Widerstand). Ein so bestimmter b -Wert beschreibt die Temperaturabhängigkeit des elektrischen Widerstands an einem Tag. Bei einem hohen Wert ist die Abhängigkeit stark, bei einem tiefen Wert eher schwach. Im Labor wurden für feuchten Beton tiefe (1500 bis 2000 K), für trockenen Beton hohe (4000 bis 5700 K) b -Werte ermittelt (Kapitel 5.3.2). Mit $R(T_0, WG)$ wird ein, vom Wassergehalt abhängiger, Tageswert für den elektrischen Widerstand bei der Bezugstemperatur T_0 berechnet.

Ob die Temperaturkompensation mit den spezifischen Widerständen oder direkt mit den vor Ort gemessenen Widerständen erfolgt, hat keinen Einfluss. Der Unterschied besteht nur im zeitlich konstanten Faktor der Zellkonstanten (Kapitel 5.4).

6.2.1 Bezugstemperatur T_0

Die Messung der Betontemperatur erfolgte in 5 Tiefenstufen in einer Platte. Unter den gegebenen, relativ homogenen Verhältnissen im Tunnel ist das ausreichend. Tabelle 6.4 enthält statistische Kennwerte der im Zeitraum vom 2. November 2000 bis zum 23. April 2003 gemessenen Betontemperaturen, und in Tabelle 6.5 sind die statistischen Kennwerte der Betontemperatur in 15 mm Tiefe für die Sommer- bzw. Winterhalbjahre zusammengestellt. Die Temperaturen im Beton variieren nur ganz wenig zwischen den verschiedenen Tiefenstufen, und die Tagesschwankungen betragen in den meisten Fällen weniger als 5 °C. Die Temperaturspitzen sind im Vergleich zur Lufttemperatur rund 2 bis 4 °C kleiner und zeitlich bis zu 4 Stunden verschoben.

Tabelle 6.4: Minimal-, Maximal- und Mittelwerte, sowie Standardabweichung der gemessenen Betontemperaturen [°C].

	10 mm	20 mm	30 mm	50 mm	80 mm
Minimum	−8.6	−8.3	−8.4	−8.1	−7.7
Maximum	23.3	23.0	22.9	22.7	22.5
Mittelwert	7.7	7.7	7.6	7.4	7.8
Median	7.5	7.5	7.4	7.1	7.5
Standardabweichung	5.97	5.92	5.93	5.80	5.81

Tabelle 6.5: Minimal-, Maximal- und Mittelwerte, sowie Standardabweichung der gemessenen Betontemperaturen in 15 mm Tiefe [°C].

	Winterhalbjahr			Sommerhalbjahr		Ganze Messperiode
	03.11.2000 bis 31.03.2001	01.10.2001 bis 31.03.2002	01.10.2002 bis 31.03.2003	01.04.2001 bis 30.09.2001	01.04.2002 bis 30.09.2002	03.11.2000 bis 23.04.2003
Minimum	−4.2	−6.6	−8.4	0.1	1.8	−8.4
Maximum	14.5	17.6	14.3	23.1	22.9	23.1
Mittelwert	4.7	4.4	4.1	12.7	12.3	7.7
Median	4.5	3.7	4.8	13.1	12.9	7.5
Standardabweichung	3.43	5.37	4.64	4.34	4.10	5.95

Damit über die temperaturkompensierten, spezifischen Widerstände die Veränderungen des Wassergehalts möglichst genau analysiert werden können, ist es von Vorteil wenn die Bezugstemperatur T_0 für die Kompensation nahe bei den gemessenen Betontemperaturen liegt. Die Differenz der reziproken Temperaturen im Exponenten der Gleichung (2.30) wird dann

klein und damit in der Folge auch der Einfluss eines ungenauen b -Werts. Die Bezugstemperatur sollte also dem Median der gemessenen Temperaturen innerhalb des interessierenden Zeitabschnitts entsprechen.

Die Kompensation in Zeitabschnitten mit unterschiedlichen Bezugstemperaturen hat Unstetigkeiten des temperaturkompensierten elektrischen Widerstands von einem Abschnitt zum nächsten zur Folge. Für einen qualitativen Vergleich des Verhaltens der verschiedenen eingesetzten Betonqualitäten über die ganze Zeit, ist es deshalb sinnvoller, die Kompensation mit derselben Temperatur für die gesamte Messperiode durchzuführen (Mittelwert oder Median der in der ganzen Zeitperiode gemessenen Betontemperaturen).

6.2.2 Zeitintervall und Anforderungen an die Qualität der Regression

Für die Periode vom 01. bis zum 04. Februar 2001 sind in Bild 6.7 die Ein- und Ausgangsgrößen der Temperaturkompensation dargestellt: Oben die gemessenen spezifischen elektrischen Widerstände in zwei Tiefenstufen und die dazugehörigen Betontemperaturen, in der Mitte der Logarithmus der spezifischen Widerstände und die reziproken Temperaturen, die Basis für die lineare Regression, und unten die spezifischen Widerstände in Abhängigkeit von der Zeit, vor und nach der Kompensation.

Wegen der bei der vorliegenden Exposition sehr kleinen Temperaturschwankungen innerhalb von 24 Stunden kann die exponentielle Abhängigkeit des elektrischen Widerstands von der Temperatur nicht festgestellt werden. Das 24-Stunden-Intervall für die Temperaturkompensation ist somit in diesem Fall eher zu kurz im Vergleich zu [3], wo die Exposition der untersuchten Bauteile zu extremen Temperaturschwankungen innerhalb von 24 Stunden geführt hat (Konsolköpfe, Bogen und Stützen von Bogenbrücken etc.). Da die Widerstände auch durch den Eintrag von Feuchtigkeit stark beeinflusst werden, lässt sich das Intervall jedoch nicht unbeschränkt verlängern. In Bild 6.7 ist ersichtlich, dass Niederschläge, die bei zunächst tiefen Temperaturen am 2. Tag einsetzten, ab der Nacht zum Abfall des elektrischen Widerstands in der äusseren Schicht führten. Eine Verlängerung des Intervalls hätte damit für die äussere Tiefenstufe eine fehlerhafte Temperaturkompensation zur Folge. Bei der Kompensation der inneren Tiefenstufe könnten hingegen alle vier Tage zusammengekommen werden.

Da die Witterungsverhältnisse im Feldversuch sehr komplex sind und die entsprechenden Feuchtigkeitsveränderungen im Beton verzögert und über die Tiefe unterschiedlich erfolgen, ist eine optimale Anpassung der Intervalle für die Temperaturkompensation kaum möglich. Das 24-Stunden-Intervall wurde deshalb beibehalten. Um zu einer vernünftigen Kompensation zu gelangen, wurde aber ein starker linearer Zusammenhang der Datenpaare ($\ln R - 1/T$) gefordert, der sich in einer hohen Korrelation der Datenpaare bzw. in einem hohen Bestimmtheitsmass R^2 der Regression äussert. Das Bestimmtheitsmass gibt den Anteil der Streuung der Zielvariablen, hier $\ln R$, an, der mit der Regression erfasst wird. Der restliche Anteil verbleibt zufällig. Im Weiteren wurde ein R^2 von mindestens 90 % gefordert, um die bestimmten Regressionskoeffizienten eines 24-Stunden-Intervalls zu akzeptieren.

Im dargestellten Fall wird das 90 %-Kriterium für die Tiefenstufe 5 bis 10 mm am 01., 02. und am 03.02. erfüllt. Am 03.02. resultiert aber infolge einer starken Veränderung der Feuchtigkeit ein unrealistisch hoher b -Wert, der für die Rückrechnung nicht verwendet werden kann. In der Tiefenstufe 35 bis 40 mm verändert sich die Feuchtigkeit kaum, entsprechend re-

sultieren Regressionen mit hohem Bestimmtheitsmass und mit vernünftigen Koeffizienten für jeden Tag.

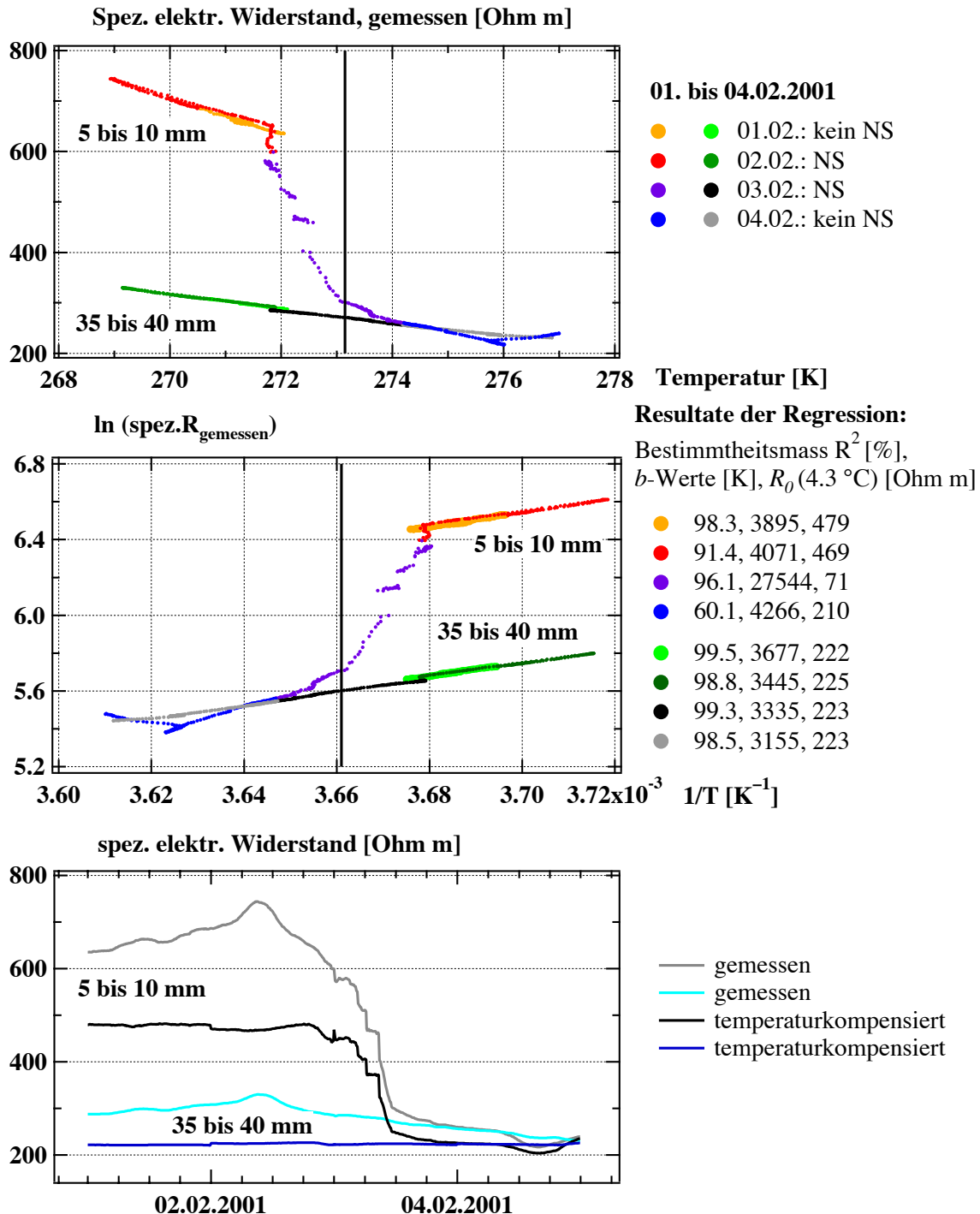


Bild 6.7: Temperaturkompensation vom 01. bis 04.02.2001 für zwei Tiefenstufen (10-Minuten-Messintervall).

Oben: Gemessene spezifische elektrische Widerstände und dazugehörige Betontemperatur.

Mitte: Logarithmen der Widerstände zur reziproken Temperatur, als Basis für die lineare Regression.

Unten: Spezifische elektrische Widerstände vor und nach der Kompensation.

Das Resultat der linearen Regression ist zufällig und nicht zuverlässig bei sehr kleinen Temperaturdifferenzen während eines Tags (stark streuende b -Werte). Dies ist im Naxberg vor allem bei tiefen Temperaturen der Fall. Nicht erfüllt wird das Kriterium für die Qualität der Regression wie bereits erwähnt beim Einsetzen der Wasseraufnahme aber auch des Austrocknungsvorganges innerhalb eines Tags (Bild 6.7).

Im Falle des hydrophobierten Betons, wo bisher nur wenig flüssiges Wasser eingetragen worden ist, liegen vergleichsweise sehr homogene Feuchtigkeitsverhältnisse vor. Entsprechend erfüllen die Korrelationen meist das 90 %-Kriterium und bei den b -Werten gibt es keine Ausreisser.

6.2.3 Statistische Betrachtung der b -Werte der gesamten Messperiode

Für die Rückrechnung der gemessenen 10-Minuten-Werte der Widerstände in auf die Bezugstemperatur T_0 kompensierte Widerstände wird in der verwendeten Routine der akzeptierte b -Wert eines 24-Stunden-Intervalls benützt, wenn er innerhalb des 68 %-Intervalls der Normalverteilung aller akzeptierten b -Werte liegt, andernfalls erfolgt die Rückrechnung mit dem Mittelwert (z. B. am 03.02.2001). Damit soll vermieden werden, dass Veränderungen des elektrischen Widerstands, die durch Feuchtigkeitseinflüsse bedingt sind, durch die Temperaturkompensation verwischt werden. Auch sollten so nicht zu grosse Unstetigkeiten infolge stark variierender b -Werte von einem 24-Stunden-Intervall zum nächsten entstehen, für die es keine plausible Erklärung gibt.

Die bei der Regression akzeptierten b -Werte streuen jedoch in den Tiefenstufen mit eindeutigen Feuchtigkeitswechseln immer noch stark, dies trotz dem 90 %-Kriterium und dem vorgängigen Entfernen der negativen Werte. Es sind vor allem Ausreisser mit sehr hohen Werten festzustellen. Sie verschieben den Mittelwert nach oben und haben extrem grosse Standardabweichungen mit Variationskoeffizienten von 0.50 bis 1.0 zur Folge (Mit dem Variationskoeffizienten wird das Verhältnis der Standardabweichung zum Mittelwert bezeichnet, er ist ein Mass für die Streuung). In der oben erwähnten Routine werden deshalb bei der Rückrechnung nicht 68 %, sondern praktisch alle akzeptierten b -Werte verwendet, auch die unrealistisch hohen. Dies ist grundsätzlich unerwünscht.

Wird die Normalverteilung über die Häufigkeitskurve der b -Werte gelegt, resultieren vernünftiger Werte. In Bild 6.8 sind verschiedene statistische Kennwerte für den Beton mit $w/z = 0.50$, mit und ohne Hydrophobierung, dargestellt. Die Box umfasst 50 % aller b -Werte, ausgehend vom Median. Zusätzlich eingetragen sind mit den leeren Symbolen das 10 %- und das 90 %-Percentil. Schwarz ergänzt sind Mittelwert und 68 %-Intervall der Normalverteilung für alle b -Werte. Grau ergänzt sind Mittelwert und 95 %-Intervall der Normalverteilung, die entsprechend der Häufigkeitskurve der b -Werte bestimmt wurde. Aus dem Bild wird ersichtlich, dass für die Rückrechnung nur b -Werte innerhalb des 95 %-Intervalls der zweiten Verteilung verwendet werden sollten (grau). Diese liegen auch im Bereich der b -Werte, die im Labor bestimmt worden sind.

Im Fall des hydrophobierten Betons, wo bisher kein Wasser eingetragen worden ist, sind die beiden Verteilungen praktisch identisch.

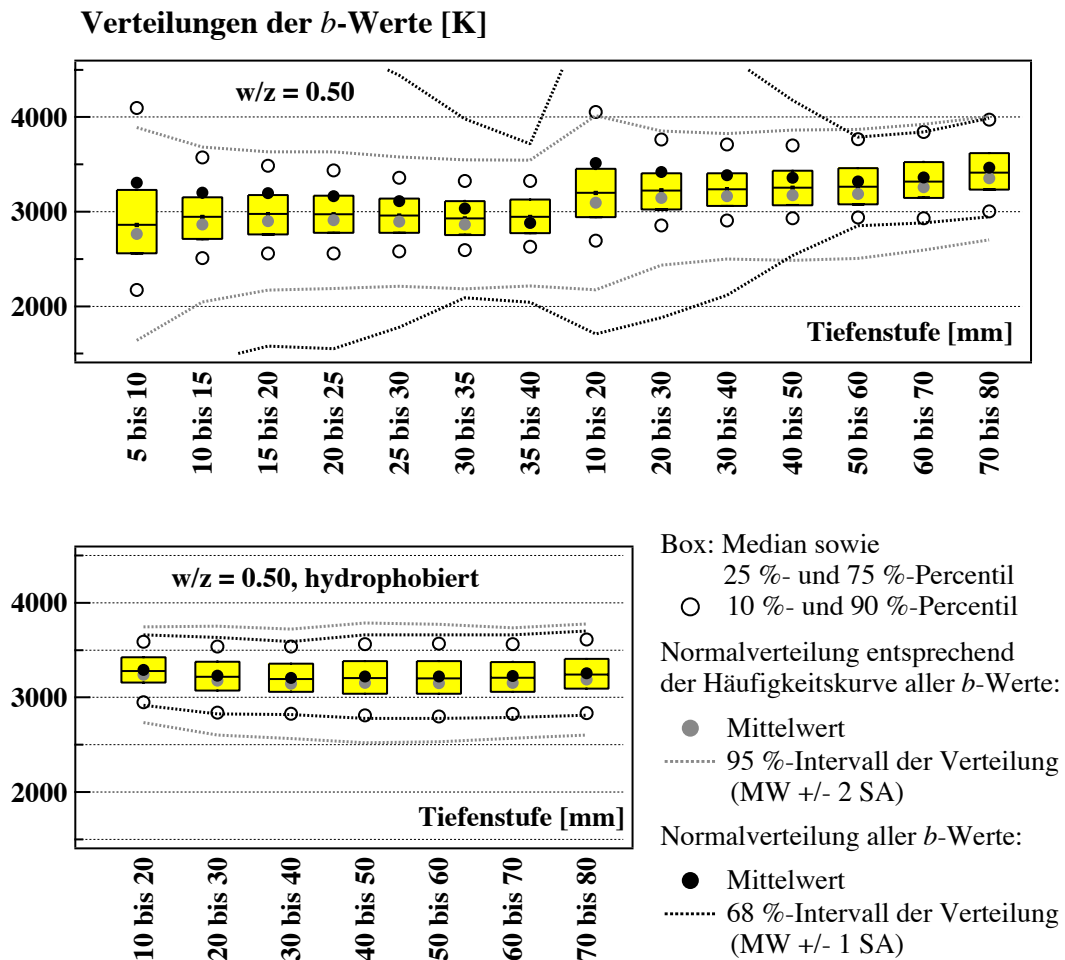


Bild 6.8: Statistische Kennwerte der akzeptierten b -Werte aus der Regression, abhängig von der Tiefenstufe (Beton mit $w/z = 0.50$, mit und ohne Hydrophobierung).

Ausreisser entstehen nur beim deutlichen Eintrag von Wasser in die entsprechende Tiefenstufe. Mit einem Vergleich der beiden Normalverteilungen kann damit die Zone des Betons bestimmt werden, in welcher bei der entsprechenden Exposition der Einfluss des kapillaren Wassertransports dominiert. Grosse Wassereinträge treten nur in den Tiefenstufen auf, bei denen sich die Normalverteilungen stark unterscheiden. Nur kleine Feuchtigkeitsänderungen finden statt, wenn die Verteilungen praktisch gleich sind. In diesem Fall wird der Feuchtigkeitstransport vorwiegend durch die Diffusion gesteuert. In Bild 6.9 sind für vier verschiedene Betone das 68 %- bzw. das 95 %-Intervall der beiden Verteilungen in Abhängigkeit von der Tiefenstufe dargestellt. Die durch den Kapillartransport geprägte Zone beträgt demnach beim Beton mit $w/z = 0.50$ rund 55 mm, beim Beton mit $w/z = 0.35$ etwa 15 mm und beim Silikaustaubbeton 45 mm. Keine durch Kapillartransport geprägte Zone weist der hydrophobierte Beton auf.

Die b -Werte der verschiedenen Betonqualitäten unterscheiden sich nur wenig. In Bild 6.10 sind die 95 %-Intervalle der Mittelwerte aller Tiefenstufen dargestellt. Die Streuungen zwischen den verschiedenen Tiefenstufen sind überall gering. Es wurde unterschieden zwischen den beiden Sensorleitern innerhalb von einer Platte. Die durchwegs tieferen Werte der weiter unten liegenden Sensorleitern könnten auf eine generell höhere Feuchtigkeit hindeuten.

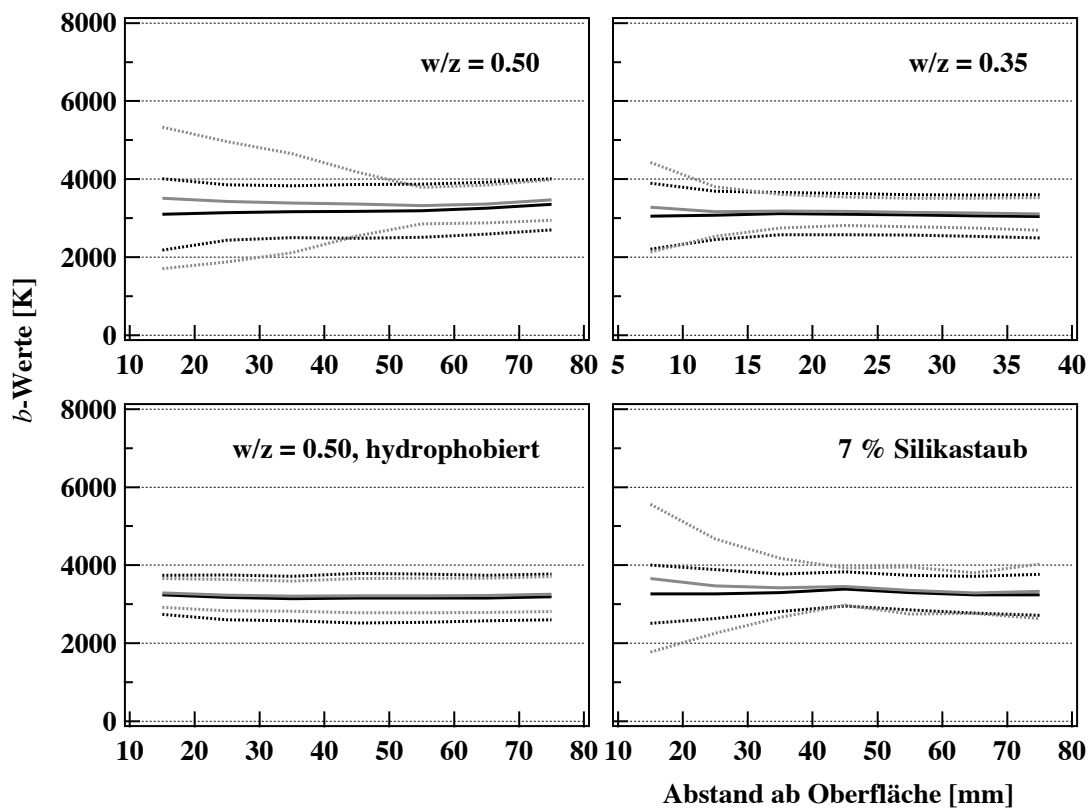


Bild 6.9: 68 %- und 95 %-Intervall (grau bzw. schwarz) der zwei Normalverteilungen für die b -Werte, für verschiedene Betone, abhängig von der Tiefenstufe.

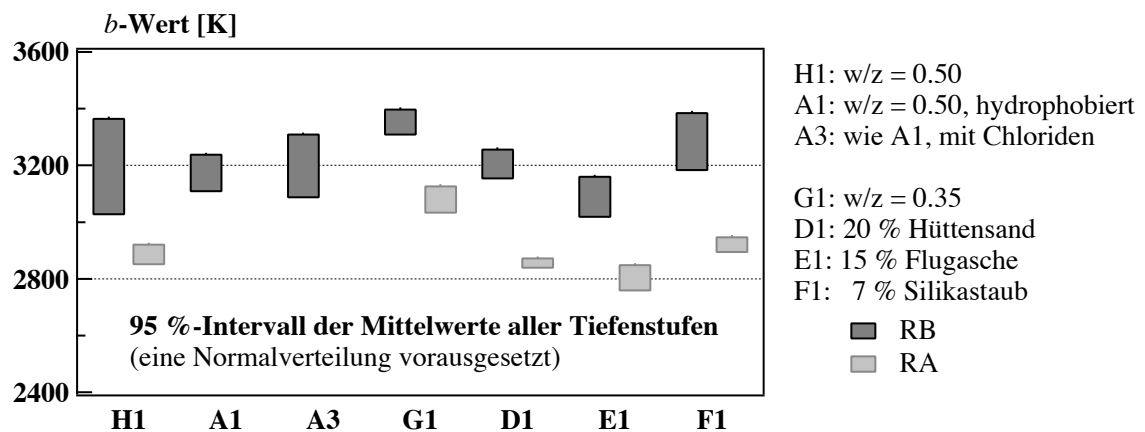


Bild 6.10: 95 %-Intervall der mittleren b -Werte aller Tiefenstufen für die verschiedenen Betonqualitäten und die beiden unterschiedlichen Sensorleitern.

RA: 5 bis 40 mm in Tiefenstufen von 5 mm.
RB: 10 bis 80 mm in Tiefenstufen von 10 mm.

Die Fehler, die bei der Rückrechnung durch die Wahl des Mittelwerts an Stelle des bestimmten, in Einzelfällen korrekteren b -Werts entstehen, betragen rund $\pm 10 \%$ im Bereich der Bezugstemperatur $\pm \text{ca. } 5^\circ\text{C}$. Ein zu hoher b -Wert bei der Rückrechnung hat bei tieferen Temperaturen als der Bezugstemperatur einen zu kleinen, bei höheren Temperaturen als der Bezugstemperatur einen zu grossen elektrischen Widerstand zur Folge. Umgekehrt ist es bei einem zu tiefen b -Wert.

6.2.4 Qualitative Betrachtung der Ausgangsgrössen und der Regressionskoeffizienten

Die resultierenden b -Werte sind unabhängig von der Wahl der Bezugstemperatur. Veränderungen deuten auf Veränderungen des Wassergehalts hin, die qualitativ beurteilt werden können durch die Betrachtung der b -Werte, zusammen mit der generellen Temperaturentwicklung:

Fallende Temperaturen	b -Wert höher:	Austrocknen oder Gefrieren
	b -Wert kleiner (negativ):	Wassereintrag
Steigende Temperaturen	b -Wert höher:	Wassereintrag oder Tauen
	b -Wert kleiner (negativ):	Austrocknen

Mit $R(T_0)$ wird ein Tageswert für den elektrischen Widerstand bei der Bezugstemperatur T_0 bestimmt. Im Gegensatz zum b -Wert ist $R(T_0)$ abhängig von der Wahl von T_0 . Da diese deshalb mitberücksichtigt werden muss, eignet sich die Betrachtung der $R(T_0)$ weniger zur Beurteilung des Wassergehaltes:

Temperaturen kleiner T_0	Fallende Temperaturen	$R(T_0)$ tiefer:	Austrocknen
		$R(T_0)$ höher:	Wassereintrag
	Steigende Temperaturen	$R(T_0)$ höher:	Austrocknen
		$R(T_0)$ tiefer:	Wassereintrag
Temperaturen grösser T_0	Fallende Temperaturen	$R(T_0)$ höher:	Austrocknen
		$R(T_0)$ tiefer:	Wassereintrag
	Steigende Temperaturen	$R(T_0)$ tiefer:	Austrocknen
		$R(T_0)$ höher:	Wassereintrag

Zur Illustration dieser Zusammenhänge enthalten die nachfolgenden Bilder 6.11 bis 6.14 die gemessenen Rohdaten verschiedener Zeitabschnitte. Es wird jeweils der Logarithmus des gemessenen spezifischen elektrischen Widerstands zur reziproken Betontemperatur aufgetragen. In Bild 6.11 sind für denselben Zeitabschnitt wie in Bild 6.7 alle Tiefenstufen dargestellt. Eine starke Zunahme des b -Werts bei steigenden Temperaturen ist bei den ersten beiden Tiefenstufen festzustellen. Das weist auf einen markanten Wassereintrag hin. In den beiden nächsten Tiefenstufen ist ebenfalls noch ein Wassereintrag zu verzeichnen. Die Zunahme der b -Werte ist direkt aus dem Bild nicht mehr klar ersichtlich, zahlenmässig jedoch feststellbar. Der Grenzwert für die Veränderung des b -Werts von einem Tag zum nächsten, der auf eine Veränderung des Wassergehalts hinweist, kann bei ± 20 bis 30% gesetzt werden. Grosse Wassereinträge finden aber nur bei Veränderungen des b -Werts um Faktoren statt.

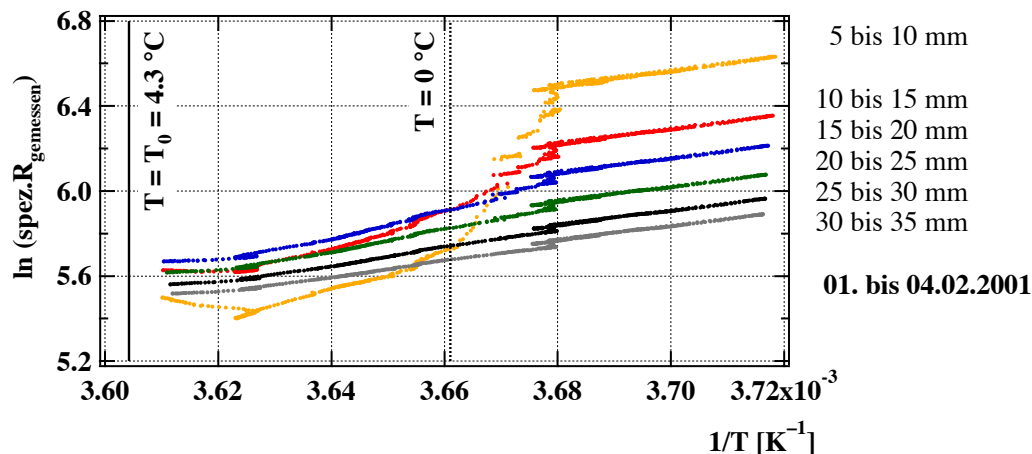


Bild 6.11: Logarithmus des gemessenen spezifischen elektrischen Widerstands in Abhängigkeit von der reziproken Betontemperatur in allen Tiefenstufen: Tiefenwirkung des Wassereintrags.

In Bild 6.12 sind zwei Tiefenstufen während etwa 30 Tagen im Winter 2001/2002 dargestellt (5 bis 10 mm und 35 bis 40 mm). Bei tiefen Temperaturen gab es zunächst praktisch jeden Tag, meist geringe, Niederschläge. Darauf folgte eine immer noch kalte, aber trockene Phase. Neben Veränderungen des Wassergehalts können im Bild auch Frost-/Tau-Wechsel beobachtet werden. Diese werden ab einer hohen Feuchtigkeit bzw. bei gesättigtem Beton gut sichtbar, da der spezifische elektrische Widerstand beim Einsetzen des Gefriervorgangs überproportional zunimmt.

In der äusseren Tiefenstufe erfolgte am 22./23.12. eine Wasseraufnahme bei fallenden Temperaturen. Ab rund -4 °C setzte am 23./24.12. ein erster Gefriervorgang ein. Die Niederschläge vom 25./26.12. bei zunächst steigenden, dann wieder fallenden Temperaturen hatten eine weitere Wasseraufnahme bis zur Sättigung zur Folge. Ab ca. -2 °C setzte ein zweiter Gefriervorgang ein (26./27.12.). Die folgende Phase mit Temperaturen zwischen -1 bis $+3\text{ °C}$ und zum Teil viel Niederschlag hatte keine weitere Zunahme des Wassergehalts in dieser Tiefenstufe zur Folge, da der Beton bereits gesättigt war. Bis zum 06.01. fanden zwei weitere Gefrierzyklen statt, bis der Beton dann bei Temperaturen um $\pm 1.5\text{ °C}$ etwas austrocknete (09. bis 20.01.). Wenig Niederschlag am 21.01. hatte bereits wieder einen, allerdings sehr geringen, Wassereintrag zur Folge. Im praktisch gesättigten Beton setzten die Gefriervorgänge in der äussersten Tiefenstufe bei etwa -2 °C ein. Wieder aufgetaut war der Beton bei ca. -1 bis -1.5 °C .

Bei der inneren Tiefenstufe erfolgte erst ab dem 26.12., beim Gefrieren der gesättigten, äusseren Schicht sowie vor allem nach deren Auftauen während den Niederschlägen vom 28./29.12., eine Wasseraufnahme. Am 30.12. war auch die innere Tiefenstufe gesättigt. Der erste Gefriervorgang setzte hier am 31.12. bei rund -1.8 °C ein. Bis etwa zum 19.01. war der Beton in dieser Tiefenstufe gefroren, ausgenommen vom 09. bis zum 12.01. Die Frost-/Tau-Zyklen fanden in der inneren Tiefenstufe bei etwas höheren Temperaturen statt (-0.5 bis -1.8 °C). Dies ist auf bereits eingetragene Chloride in der äusseren Tiefenstufe zurückzuführen (Gefrierpunktniedrigung).

In der äussersten Schicht hatten die Frost-/Tau-Wechsel eine Abnahme des Wassergehalts zur Folge (höheres Niveau des spezifischen elektrischen Widerstands nach dem Auftauen). Dies ist vermutlich auf die Verdrängung von Wasser in tiefere Schichten beim Gefriervorgang zurückzuführen.

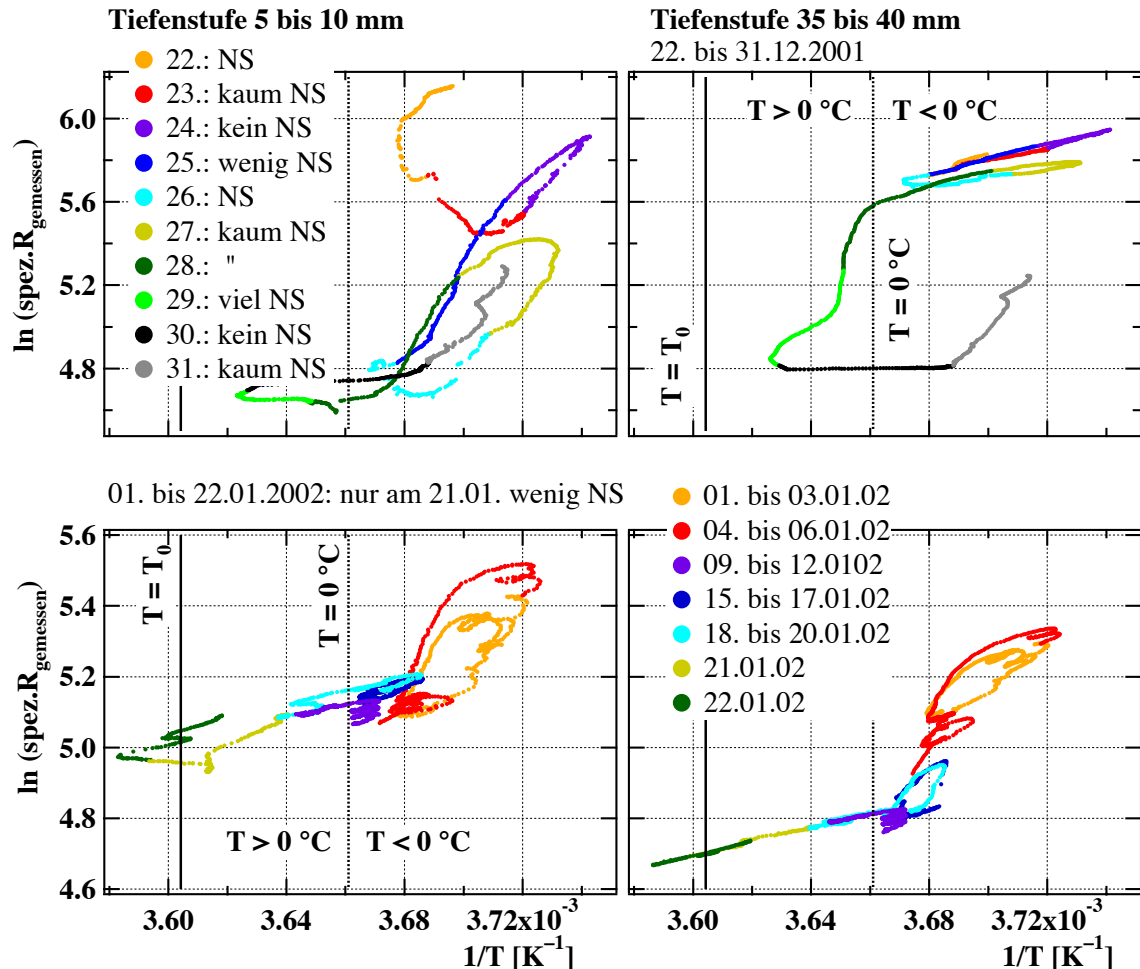


Bild 6.12: Logarithmus des gemessenen spezifischen elektrischen Widerstands in Abhängigkeit von der reziproken Betontemperatur in zwei Tiefenstufen: Wasseraufnahme und Frost-/Tau-Wechsel.

Eine nasse (April 2001) sowie eine trockene Periode (Oktober 2001) sind in den Bildern 6.13 und 6.14 dargestellt. Bei Temperaturen zwischen 1 bis 8 °C hatten auch wiederholte, ergiebige Niederschläge nur eine geringe Zunahme des Wassergehalts in der äussersten Schicht zur Folge (08. bis 10.04. sowie 15.04.). Das eingetragene Wasser wurde schnell verdunstet, so dass das Ausgangsniveau des spezifischen elektrischen Widerstands am 13. bzw. am 17.04. bereits wieder erreicht worden ist.

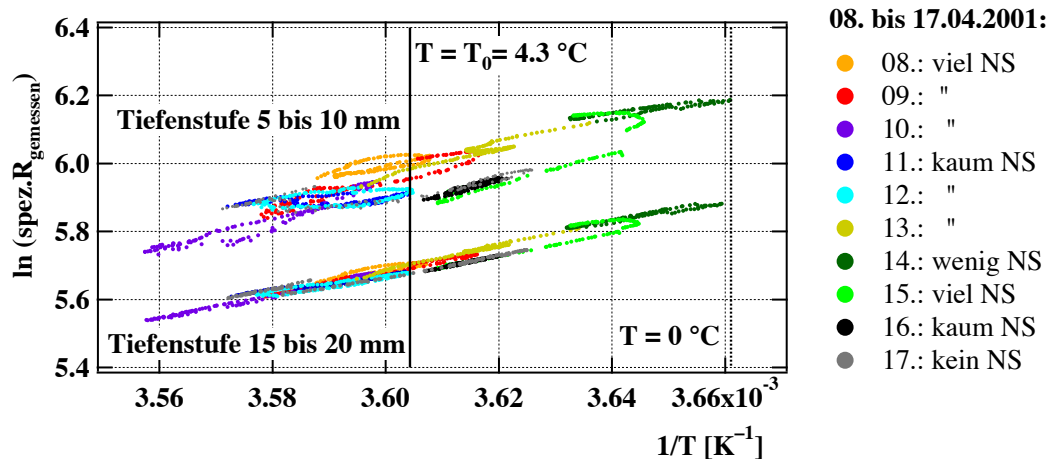


Bild 6.13: Logarithmus des gemessenen spezifischen elektrischen Widerstands in Abhängigkeit von der reziproken Betontemperatur in zwei Tiefenstufen: nasse Periode bei Temperaturen über 0°C .

Das langsame Austrocknen des Betons während einer trockenen Periode ist in Bild 6.14 festzustellen: Eine leichte Zunahme des spezifischen elektrischen Widerstands mit jedem Tag. Die ergiebigen Niederschläge am 20. und 21.10. hatten bei Temperaturen über 10°C in den erfassten Tiefenstufen keinen Wassereintrag zur Folge. Die b -Werte veränderten sich um maximal 10 %.

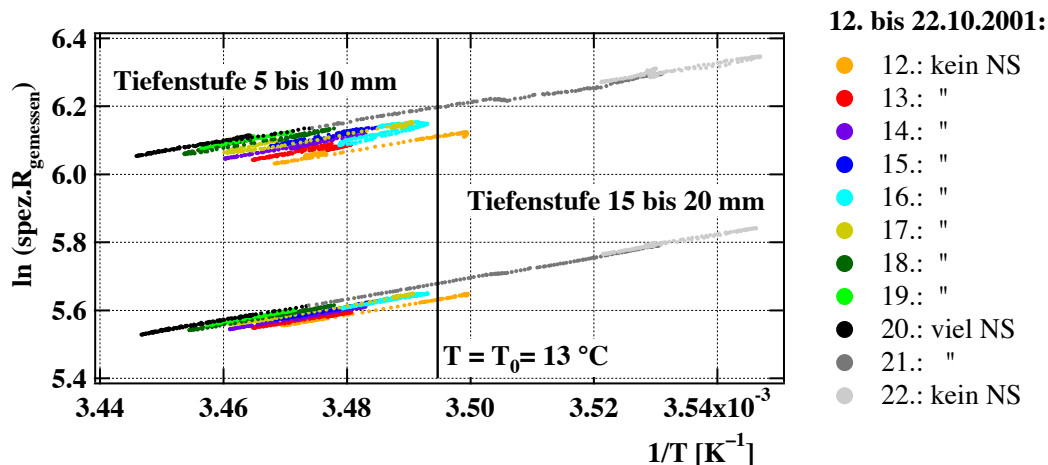


Bild 6.14: Logarithmus des gemessenen spezifischen elektrischen Widerstands in Abhängigkeit von der reziproken Betontemperatur in zwei Tiefenstufen: trockene Periode bei Temperaturen zwischen 9 bis 17°C .

6.3 Temperaturkompensierte spezifische elektrische Widerstände vor Ort

6.3.1 Vor Ort gemessene elektrische Widerstände – spezifische elektrische Widerstände

Die Umrechnung der vor Ort gemessenen elektrischen Widerstände in spezifische elektrische Widerstände erfolgte vor der Temperaturkompensation mit den vom Abstand von der Oberfläche abhängigen Zellkonstanten, wie sie in Kapitel 5.4 bestimmt worden sind (Tabelle 6.6):

Tabelle 6.6: Verwendete Zellkonstanten.

Abstand von der Oberfläche [mm]	Zellkonstante [m]
5 bis 10	0.051
10 bis 30 und 70 bis 80	0.054
30 bis 70	0.056

6.3.2 Vergleich der verschiedenen Betonqualitäten

Zum qualitativen Vergleich des Verhaltens vor Ort der verschiedenen Betonqualitäten werden nachfolgend die spezifischen Widerstände in Abhängigkeit von der Zeit betrachtet. Diese sind in Bild 6.16 für alle untersuchten Betonqualitäten für die verschiedenen Tiefenstufen aufgetragen. Der spezifische elektrische Widerstand des Silikastaubbetons ist im Vergleich sehr hoch. Er wird deshalb in Bild 6.15 mit einer angepassten Skalierung noch einmal separat dargestellt. Die Temperaturabhängigkeit der gemessenen Widerstände wurde auf die Bezugstemperatur T_0 von 7.5 °C kompensiert (Median der gemessenen Betontemperaturen in 15 mm Tiefe über die ganze Messperiode). Die verbleibenden Schwankungen können somit auf Veränderungen der Betonfeuchtigkeit zurückgeführt werden.

Es kann Folgendes festgestellt werden:

- Der generelle Verlauf der temperaturkompensierten spezifischen elektrischen Widerstände ist bei allen Betonqualitäten ähnlich, ausgenommen sind die beiden hydrophobierten Platten.
- Der kleinere w/z-Wert hat im Vergleich zum Referenzbeton mit w/z = 0.50 im ersten Jahr tiefere, im zweiten Jahr höhere Widerstände zur Folge.
- Die Niveaus sind sehr unterschiedlich: Die Widerstände der Betone mit Zusatzstoffen sind durchwegs höher als die Widerstände der Betone nur mit CEM I. Sie nehmen zu in der Reihenfolge Hüttensand – Flugasche – Silikastaub. Es zeigt sich dasselbe Bild wie im Labor unter sehr feuchten Verhältnissen (Kapitel 5.3).
- Im Kern ist der Beton mit w/z = 0.35 im zweiten Jahr etwa vergleichbar mit dem Hüttensandbeton. An der Oberfläche trocknet der Hüttensandbeton jedoch schneller aus. Auch dies wird durch die Labormessungen bei feuchten Verhältnissen bestätigt.

- Das Widerstandsniveau des hydrophobierten Betons steigt kontinuierlich an und liegt am Ende des zweiten Jahrs über demjenigen des Hüttensandbetons.
- Die Chloride im Beton haben eine starke Abnahme des spezifischen elektrischen Widerstands zur Folge.
- Während das Widerstandsniveau beim Referenzbeton und bei den Mischungen mit Zusatzstoffen im zweiten Jahr eher tiefer liegt, ist bei den Varianten mit „dichter Oberfläche“ eine stetige Zunahme der Widerstände festzustellen (Beton mit $w/z = 0.35$ sowie hydrophobierter Beton).
- Beim Referenzbeton und bei den Mischungen mit Zusatzstoffen kann eine klare Austrocknungsphase ab etwa März/April festgestellt werden, die während den typischen Wintermonaten mit markanten Abfällen des spezifischen elektrischen Widerstands beendet wird. Dies obwohl es im Sommerhalbjahr mehr Niederschlag gibt wie im Winterhalbjahr.
- In allen drei Wintern der Messperiode sind derartige Abfälle der spezifischen Widerstände festzustellen. Da es sich um temperaturkompensierte Widerstände handelt, können diese Abfälle auf mehr oder weniger grosse Wassereinträge bis in grosse Tiefen zurückgeführt werden.
- Die Abfälle des spezifischen elektrischen Widerstands sind im Beton mit $w/z = 0.35$ markant geringer und weniger tief reichend als in den übrigen Betonqualitäten. Kaum beeinflusst wurden bisher die hydrophobierten Varianten.

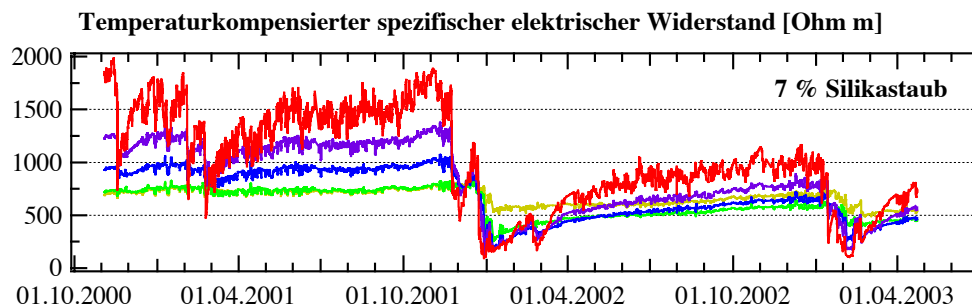


Bild 6.15: Temperaturkompensierter spezifischer elektrischer Widerstand des Silikastaubbetons.

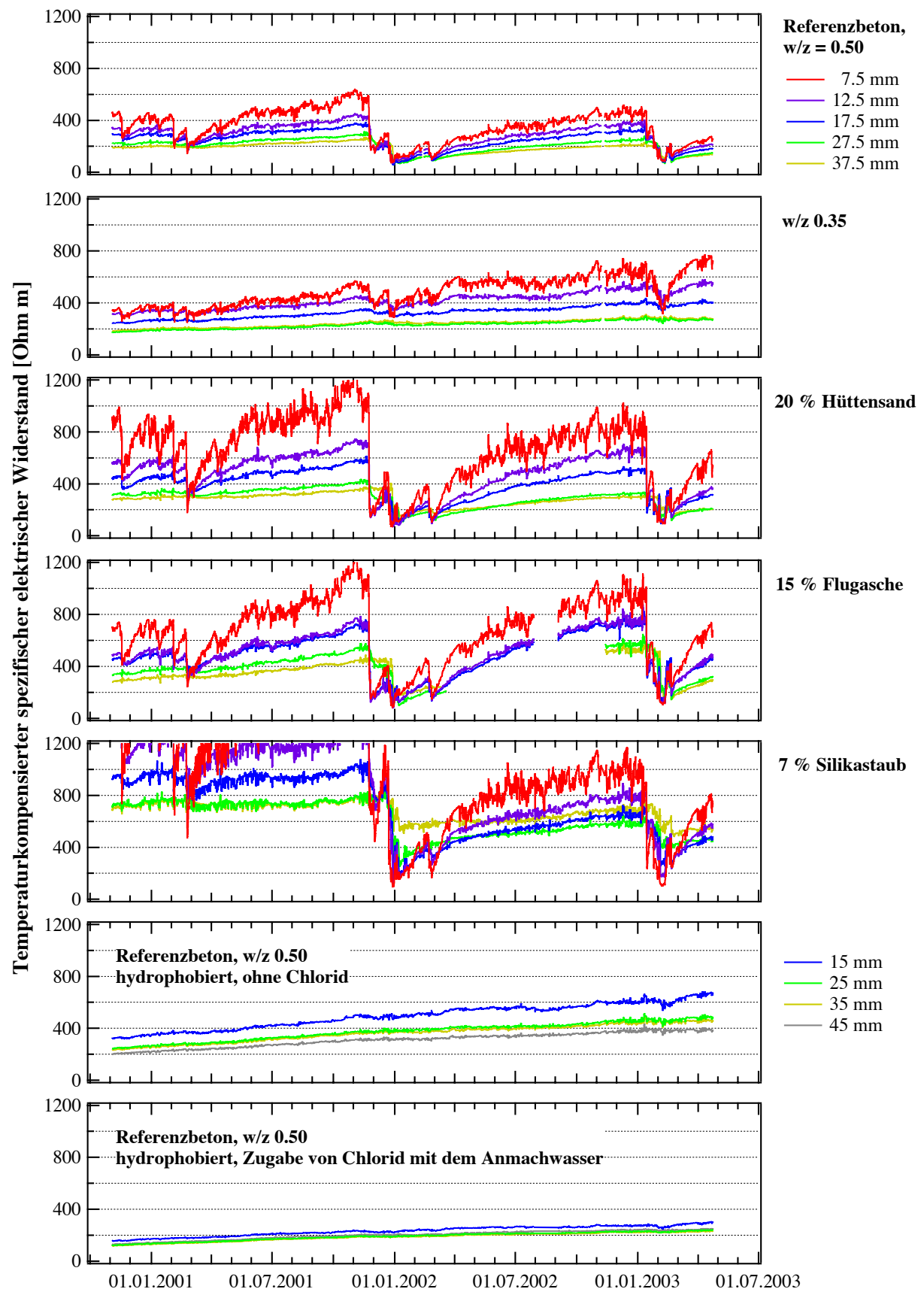


Bild 6.16: Vergleich der temperaturkompensierten spezifischen elektrischen Widerstände aller Betone.

6.4 Umrechnung der gemessenen elektrischen Widerstände auf den Wassergehalt

Die einzelnen Schritte für die Umrechnung der vor Ort gemessenen Widerstände in den Wassergehalt sind in Bild 6.17 dargestellt.

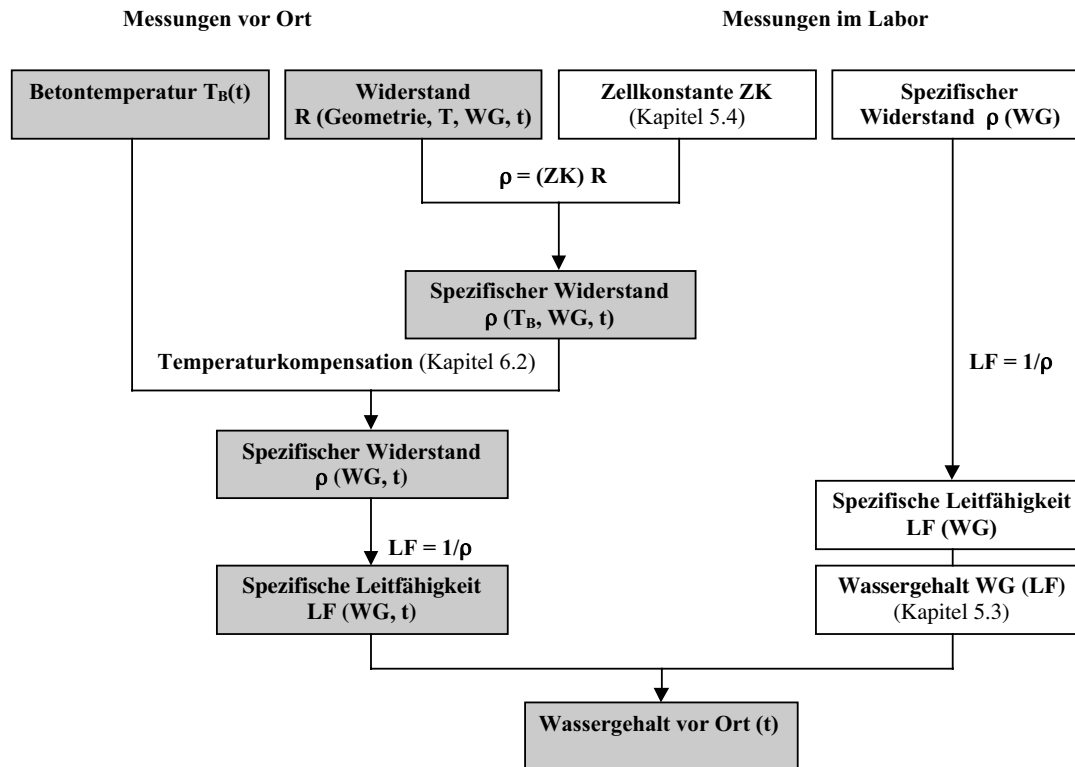


Bild 6.17: Schema für die Umrechnung der gemessenen elektrischen Widerstände in den Wassergehalt.

Für den qualitativen Vergleich des Verhaltens der verschiedenen Betonqualitäten vor Ort wurde im Kapitel 6.3 die Temperaturkompensation mit einer Bezugstemperatur von 7.5 °C für den gesamten Zeitabschnitt durchgeführt. Der Fehler in den kompensierten Widerständen nimmt mit zunehmender Differenz zwischen den effektiv gemessenen Temperaturen und der Bezugstemperatur zu (Kapitel 6.2.1), d.h. für eine quantitative Analyse des Wassereintrags sollte diese Differenz möglichst klein gehalten werden. Im Folgenden wurde deshalb die Kompensation je Halbjahr durchgeführt und als Bezugstemperatur T_0 der Mittelwert der entsprechenden Mediane für das Sommer- bzw. das Winterhalbjahr gewählt: im Sommerhalbjahr $T_0 = 13.0$ °C; im Winterhalbjahr $T_0 = 4.3$ °C (Kapitel 6.1).

Im nächsten Schritt wurde mit Hilfe der in Kapitel 5.3.2 ermittelten linearen Zusammenhänge von Wassergehalt und spezifischer elektrischer Leitfähigkeit für die beiden Bezugstemperaturen der Wassergehalt in den verschiedenen Tiefenstufen in Abhängigkeit von der Zeit abgeschätzt. Da der maximale Wassergehalt vor Ort das kapillar füllbare Porenvolumen nicht übersteigen kann, wurde als Randbedingung die entsprechende spezifische Leitfähigkeit als Minimum gesetzt, Gleichung (6.1).

$$\sigma \geq \sigma_{ges}$$

Gleichung (6.1)

mit σ_{ges} spezifische elektrische Leitfähigkeit in kapillar gesättigtem Zustand

Für einzelne Tiefenstufen wurde in Bild 6.18 der Wassergehalt pro m^3 in Abhängigkeit von der Zeit aufgetragen. Neben dem Referenzbeton mit $w/z = 0.50$ wurde zum Vergleich auch der hydrophobierte Beton dargestellt. Die Temperaturkompensation der Widerstände je Halbjahr, mit der entsprechenden Bezugstemperatur, hat Unstetigkeiten im Wassergehalt von einem Halbjahr zum nächsten zur Folge. Das fällt vor allem beim hydrophobierten Beton auf. Da zur Beurteilung des Wasserhaushalts die Zeitreihen aber während kurzen Zeitsegmenten (Ereignissen) innerhalb eines Halbjahrs ausgewertet werden, haben diese Unstetigkeiten keinen Einfluss.

Obwohl beim hydrophobierten Beton die äusserste instrumentierte Tiefenstufe erst bei 10 bis 20 mm liegt, ist erkennbar, dass während der ganzen Messperiode kein Wasser bis in grössere Tiefen eingetragen worden ist. Dies hat zur Folge, dass der Beton langsam austrocknet, bis er den „Gleichgewichtswassergehalt“ für die vorliegende Exposition erreicht. Der Jahresmittelwert der relativen Luftfeuchtigkeit im Tunnel beträgt 65 bis 70 %, was einem Wassergehalt von knapp 30 l/m^3 entsprechen würde. Ob und in welchem Ausmass allenfalls flüssiges Wasser in die äussersten 10 mm eindringen konnte, lässt sich mit der vorhandenen Instrumentierung nicht beurteilen. Der mittlere Chloridgehalt in dieser Tiefenstufe, lässt aber den Schluss zu, dass zumindest in die äussersten Millimeter Wasser und damit auch die Chloride eingetragen worden sind.

Der nicht hydrophobierte Beton trocknet im Sommerhalbjahr aus, unabhängig von den Niederschlagsmengen. Auch eine sehr nasse Witterung hatte im Sommer nur eine geringfügige Änderung des Wassergehalts im Oberflächenbereich zur Folge (5 bis 10 mm). Grosse Veränderungen des Wassergehalts gab es hingegen im Winterhalbjahr, wo der Beton innerhalb von verhältnismässig kurzer Zeit bis in grosse Tiefen sogar gesättigt wurde.

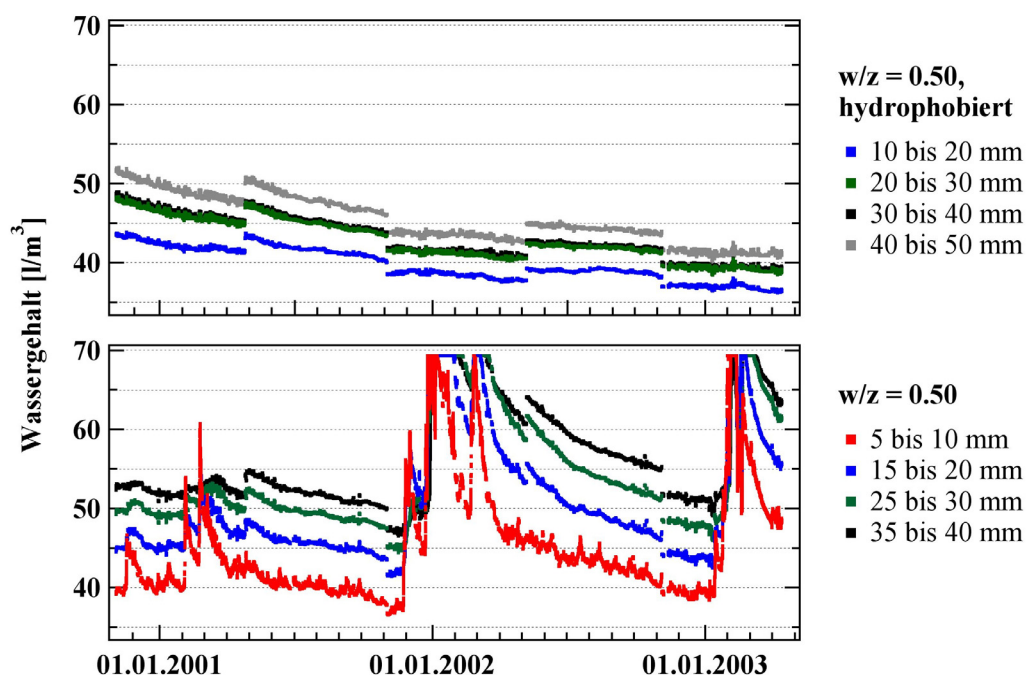


Bild 6.18: Wassergehalt in verschiedenen Tiefenstufen, in Abhängigkeit von der Zeit.

Die Analyse des Wassereintrags erfolgte über die Betrachtung der zeitlichen Veränderung des gesamten Wassergehalts in den ersten 80 mm sowie über die Tiefenwirkung dieser Veränderung. Dazu wurde der gesamte Wassergehalt in den ersten 80 mm durch Summation des Wassergehalts von 5 bzw. 10 mm dicken Scheiben bestimmt (Bild 6.19, Gleichung 6.2). Die Scheiben entsprachen der Anordnung der Sensoren.

$$WG_{gesamt} = \Sigma (WG \text{ aller Tiefenstufen}) \leq \text{kapillar füllbares Porenvolumen} \quad \text{Gleichung (6.2)}$$

Da die oberflächenschicht, bedingt durch die Herstellung, nicht instrumentiert werden konnte, lagen für diese Tiefenstufe keine Messwerte vor. Zur Abschätzung des gesamten Wassergehalts ab der Oberfläche wurde für diese Scheibe der Wassergehalt der nächsten angenommen (5 bis 10 mm bzw. 10 bis 20 mm). Bei trockenen Verhältnissen wird mit dieser Annahme der Wassergehalt über- bei nassen Verhältnissen unterschätzt.

Mit der vorhandenen Geometrie der Instrumentierung wurde in der Regel der Bereich ab 5 mm bis 80 mm mit zwei Sensorleitern erfasst. Eine Sensorleiter deckt in 5-mm-Schritten die ersten 40 mm ab und die zweite in 10-mm-Schritten die ersten 80 mm. Da die beiden Leitern etwa 30 cm auseinander liegen, sind Unstetigkeiten im Tiefenprofil im Bereich von 40 mm möglich. Die Abnahme des Wassergehalts ab rund 50 mm ist durch die relativ geringe Plattenstärke von 100 mm bedingt. Da an der Rückseite immer trockene Verhältnisse vorhanden sind, bildet sich ein Feuchtigkeitsgradient aus.

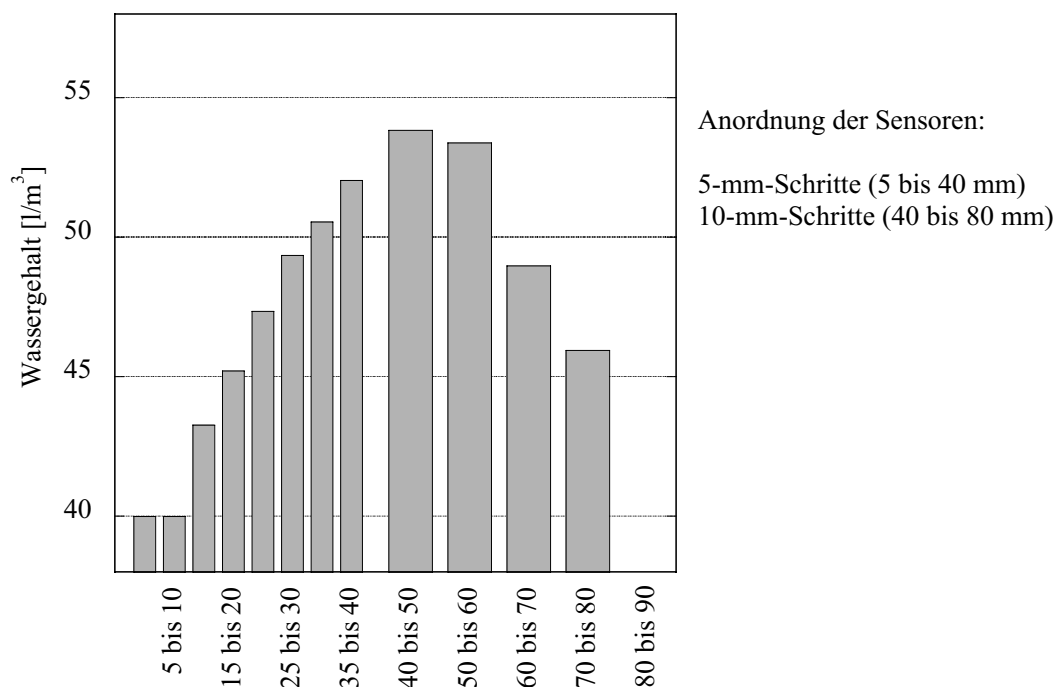


Bild 6.19: Bestimmung des gesamten Wassergehalts in den ersten 80 mm (Referenzbeton am 01.02.2001, 12.00 Uhr).

Die Grösse der Veränderungen des Wassergehalts wird stark beeinflusst durch die für die Umrechnung verwendeten Zusammenhänge zwischen dem Wassergehalt und der spezifischen Leitfähigkeit (Kapitel 5.3.2). Dies vor allem bei hohen Wassergehalten bis zur Sättigung. Da der Wassereintrag bei der vorhandenen Exposition im Naxbergtunnel vor allem im Winter

stattfindet, ist es sinnvoll, für die Betrachtung im Winterhalbjahr auch den entsprechenden Zusammenhang für die tiefere Bezugstemperatur zu verwenden. Dieser könnte allenfalls zur Vereinfachung für das Sommerhalbjahr benützt werden, da die Veränderungen im Sommer klein sind. Stark beeinflusst wird die Abschätzung des Wassergehalts auch durch im Beton vorhandene Chloride. Bei hohen Chloridgehalten, wird die Veränderung des Wassergehalts um etwa einen Drittel überschätzt, wenn der Zusammenhang für chloridfreien Beton verwendet wird.

Die Addition zum gesamten Wassergehalt muss im Minimum die Schichten umfassen, in die Wasser eingetragen wurde. Mitberücksichtigte Tiefenstufen, in die kein Wasser eingetragen wurde, haben keinen Einfluss auf die betrachteten Veränderungen des gesamten Wassergehalts in den ersten 80 mm.

Die Umrechnung konnte mit den Labormessungen an den beiden Prismen, mit denen Aufsaugversuche durchgeführt worden sind, überprüft werden. Bild 6.20 zeigt den Wassergehalt pro m^3 für die verschiedenen Tiefenstufen sowie den gesamten Wassergehalt in den ersten 75 mm in Abhängigkeit von der Zeit. Die Resultate der beiden Prismen waren praktisch identisch. Die Abnahme des Wassergehalts in den ersten beiden Tiefenstufen weist auf Auslaug-effekte hin. Insgesamt wurden im dargestellten Fall ca. 1.1 l/m^2 aufgenommen. Das sind auf das Prisma gerechnet 33 g. Mittels Wägung wurden 34.2 g bestimmt. Die Übereinstimmung ist damit sehr gut.

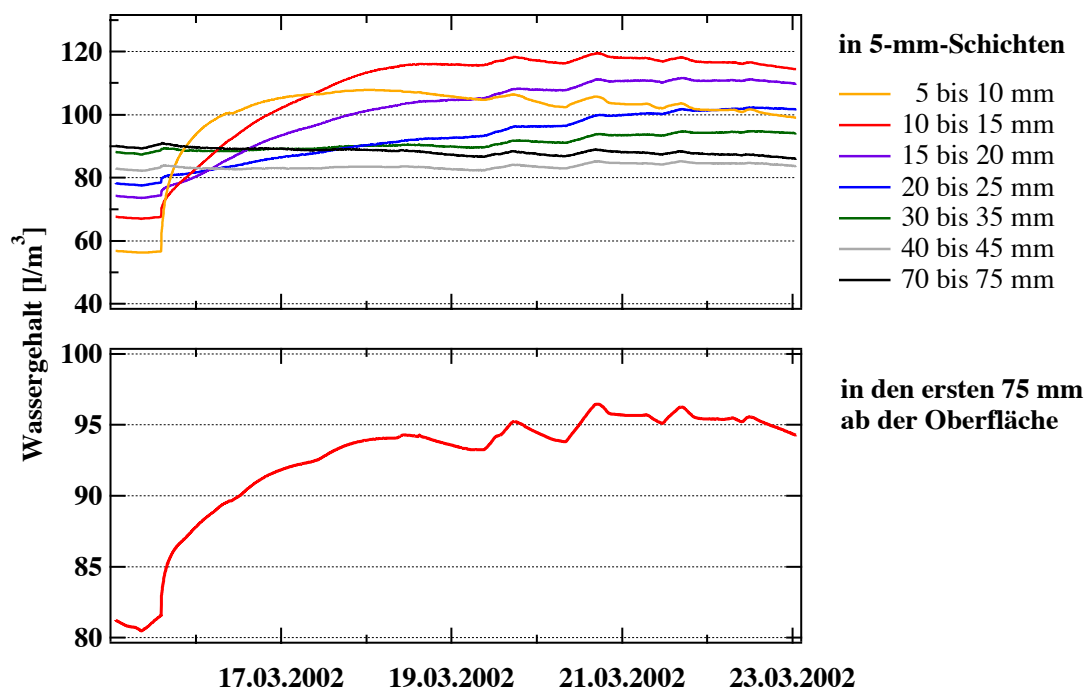


Bild 6.20: Aufsaugversuch an beschichteten Betonprismen: Wassergehalt je Tiefenstufe sowie gesamter Wassergehalt in den ersten 75 mm in Abhängigkeit von der Zeit.

Mit beiden Prismen wurde ein zweiter Aufsaugversuch durchgeführt, bei dem die Resultate der Umrechnung 25 bis 30 % über denjenigen der Wägung lagen. Aus dem gesamten Wassergehalt wurden Wasseraufnahmegeschwindigkeiten bestimmt (Tabelle 6.7, Bild 5.1).

Tabelle 6.7: Wasseraufnahmegeschwindigkeiten von beschichteten Prismen im Aufsaugversuch.

Zeitabschnitt [Stunden]	1. Versuch [l/m ² /h]	2. Versuch [l/m ² /h]
0 bis 6	0.065	0.090
6 bis 30	0.013	0.018
30 bis 60	0.005	0.007

6.5 Chloridgehalt im Beton

Neben den Widerstandsprofilen wurde auch der Chlorideintrag im 10-Minuten-Messintervall und bei Handablesungen in Zeitabständen von 30 bis 35 Tagen erfasst. Mit den Sensoren wird die Konzentration der freien Chloride im Porenwasser bestimmt [2]. Ergänzt wurden die Messungen durch die Chloridanalyse von Bohrmehl bzw. Bohrkernen.

In Bild 6.21 ist die Konzentration der freien Chloride im Porenwasser für die verschiedenen Betone in verschiedenen Tiefenstufen in Abhängigkeit von der Zeit dargestellt. Man stellt Folgendes fest:

- Bereits im ersten Winter wurden Chloride eingetragen. Der Anstieg der Chloridkonzentration im Porenwasser erfolgte in den Betonen mit Zusatzstoffen früher wie in den Normalbetonen (Februar/März bzw. Mai). Dies könnte evtl. auf unterschiedliche Bindungskapazitäten zurückgeführt werden.
- Der freie Chloridgehalt ist im Beton mit Silikastaub mit Abstand am grössten, in den übrigen Betonen sehr ähnlich. Ob die Sensoren in der Platte F1 realistische Werte liefern, ist aber fraglich. In der Platte F3 ergaben die Handmessungen tiefere Werte.
- Beim Beton mit $w/z = 0.35$ ist die Konzentration der freien Chloride in grösseren Tiefen noch kaum messbar. Bei allen anderen Betonen ist dies aber der Fall.
- Während des Sommerhalbjahrs ist zunächst noch ein Anstieg des freien Chloridgehalts bis zu einer Art Plateau festzustellen, das früher oder später erreicht wird. Dies kann auf einen Austrocknungseffekt zurückgeführt werden, da von aussen keine weiteren Chloride mehr eingetragen werden, und der Chloridgehalt in dieser Zeit nur unwesentlich durch Diffusionsprozesse verändert wird.
- Die Potenzialmessung der verwendeten Sensoren wird fehlerhaft, wenn sich die Sensoren im elektrischen Feld von korrodierenden Bewehrungsstäben befinden. Es gibt starke Ausschläge, sobald ein Stab zu korrodieren beginnt, ein korrodierender Stab vom allgemeinen Bewehrungsnetz elektrisch getrennt oder wieder mit dem Netz verbunden wird.
- Auch können Instabilitäten der Referenzelektrode zu einem unrealistischen Abfall oder Anstieg des freien Chloridgehalts führen. Im Referenzbeton führte beispielsweise ein Sprung des Potenzials der Referenzelektrode im Mai 2002 zu einem scheinbaren Abfall des freien Chloridgehalts, der bis Ende Sommer wieder ausgeglichen wurde.
- Starker Wassereintrag kann zu einem, allerdings nur kurzen, Abfall der Chloridkonzentration im Porenwasser in Folge der Verdünnung führen (November 2001 und Februar 2002).
- Mit der monatlichen Handmessung wurden wie im dargestellten Fall der Platte D1 meist gute Resultate erzielt.
- Die Durchführung und die Beurteilung von Handmessungen sind heikel, da die Potenziale während der Messung häufig nicht stabil sind und es daher schwierig ist, jedes Mal die Messung identisch durchzuführen. Auch sind die Witterungsbedingungen wie Lufttemperatur und -feuchtigkeit nicht bei jeder Messung gleich. Beides muss bei der Beurteilung berücksichtigt werden, um unbegründete starke Schwankungen des Chloridgehalts zu vermeiden.

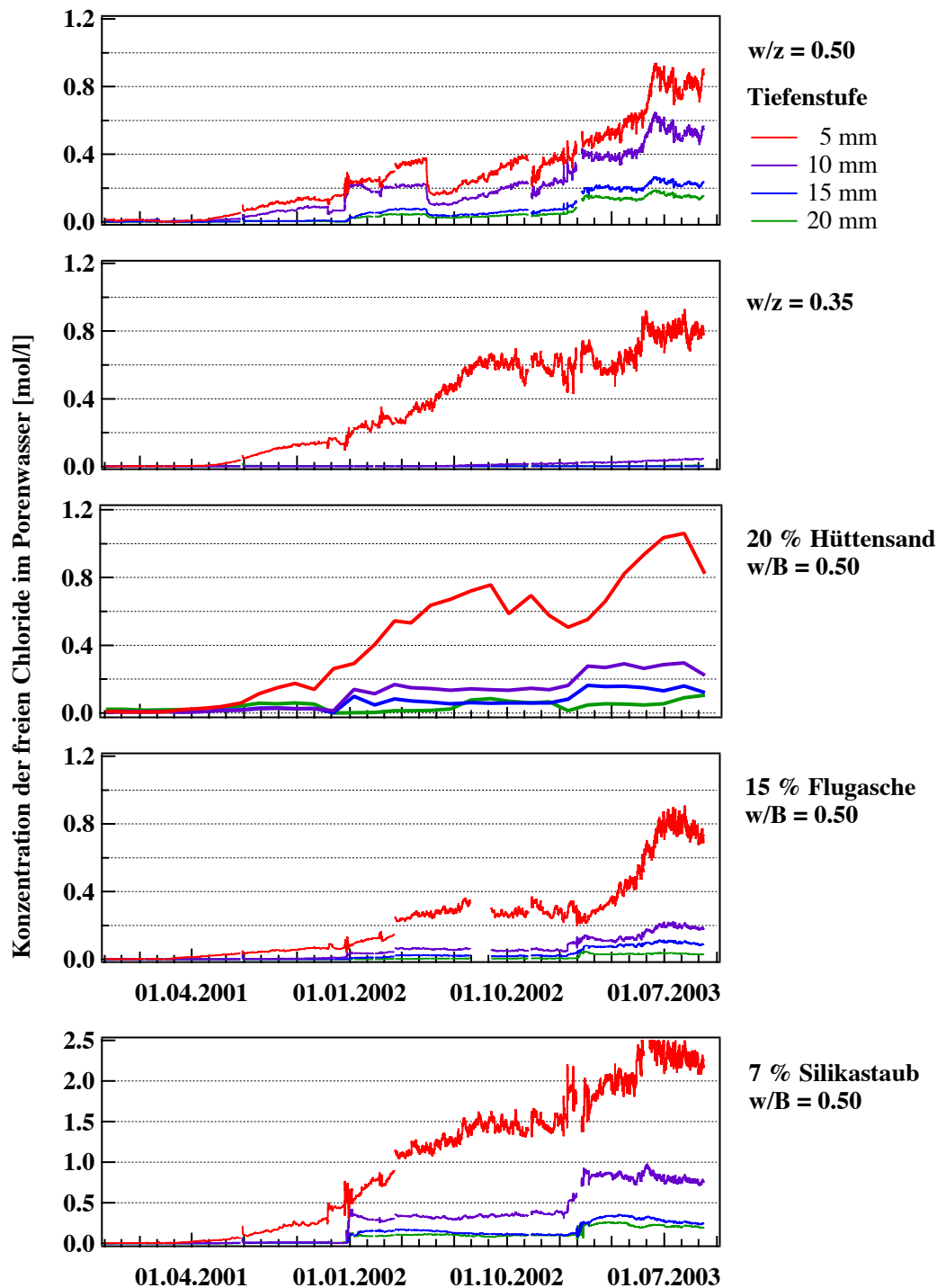


Bild 6.21: Freier Chloridgehalt im Porenwasser der verschiedenen Betonqualitäten, in Abhängigkeit von der Zeit, gemessen mit Chloridsensoren in verschiedenen Tiefenstufen.

Obwohl über die Sensoren nur eine lokale Information zur Konzentration der freien Chloride im Porenwasser zu erhalten ist, streuen die Messungen mit verschiedenen Sensoren in gleicher Tiefe erstaunlich wenig. Bild 6.22 zeigt links das 68 %-Intervall der Messwerte aller Sensoren einer Tiefenstufe in Abhängigkeit von der Tiefe, Stand Ende April 2003. Der Silikastaubbeton wurde separat dargestellt, alle anderen Betone wurden zusammen genommen.

Rechts sind die Messresultate der sieben Sensoren der Tiefenstufe 10 mm in Boxplots dargestellt. Die Standardabweichung beträgt in dieser Tiefenstufe zwischen 0.2 und 0.6 mol/l. Beim Beton mit $w/z = 0.50$ ist ein Ausreisser festzustellen. In den Tiefenstufen 20, 30 und 40 mm liegen die Messwerte von je drei Sensoren vor. Die Messungenauigkeit beträgt etwa 0.1 mol/l bzw. 0.5 mol/l im Silikastaubbeton. Ab 20 mm liegen die mit den Sensoren bestimmten Konzentrationen der freien Chloride somit im Bereich der Messungenauigkeit.

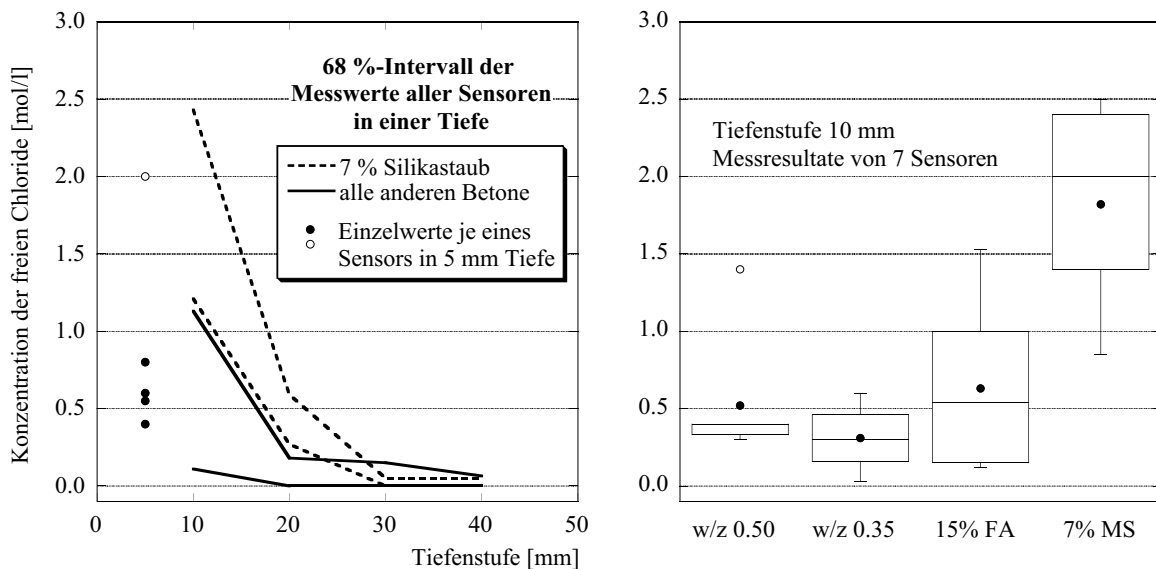


Bild 6.22: Chloridkonzentration im Porenwasser, Ende April 2003, alle Betonqualitäten.

Links: 68 %-Intervall aller Sensoren einer Tiefenstufe (je 3 bzw. 7 Sensoren) sowie die Einzelwerte des Sensors in 5 mm Tiefe.

Rechts: Messresultate der sieben Sensoren in 10 mm Tiefe in Form von Boxplots.

Im April 2002 wurden Bohrmehlproben und im Mai 2003 Bohrkern aus den Versuchsplatten entnommen und der gesamte Chloridgehalt in M% bezogen auf den effektiven Zementgehalt bestimmt. In Bild 6.23 sind die Chloridprofile vom Mai 2003 dargestellt: Links die unterste Platte, rechts die dritte Platte, 1.20 bis 1.80 m ab OK Terrain. Nach drei Wintern sind in allen Platten beachtliche Chloridmengen vorhanden, wobei der Unterschied zwischen den beiden Höhen ab OK Terrain nur sehr klein ausfällt. Eine deutlichere Abnahme des Chloridgehalts ist erst über 2.00 m ab OK Terrain zu erwarten [119, 161]. Der Beton mit $w/z = 0.35$ schneidet auch hier am besten ab: An der Oberfläche ist der Chloridgehalt mit rund 1.2 M%/Zement am kleinsten, und es sind noch kaum Chloride bis in grössere Tiefen vorgedrungen. Die Chloridprofile der übrigen Betone sind ähnlich, mit Oberflächengehalten zwischen 1.5 bis 2.2 M%/Zement (mit Ausnahme der Platte mit Hüttensand: 2.9 M%/Zement) und in 20 bis 30 mm Tiefe mit 0.3 bis 0.8 M%/Zement (mit Ausnahme der Platte mit Silikastaub, sie liegt tiefer). Qualitativ stimmen somit die Resultate aus den Chloridanalysen gut mit denjenigen der Sensoren überein.

Zu Vergleichszwecken wurde auch ein Bohrkern aus der untersten hydrophobierten Platte entnommen. Trotz der Hydrophobierung wurde der Chloridgehalt in 0 bis 10 mm Tiefe mit 0.17 M%/Zement bestimmt.

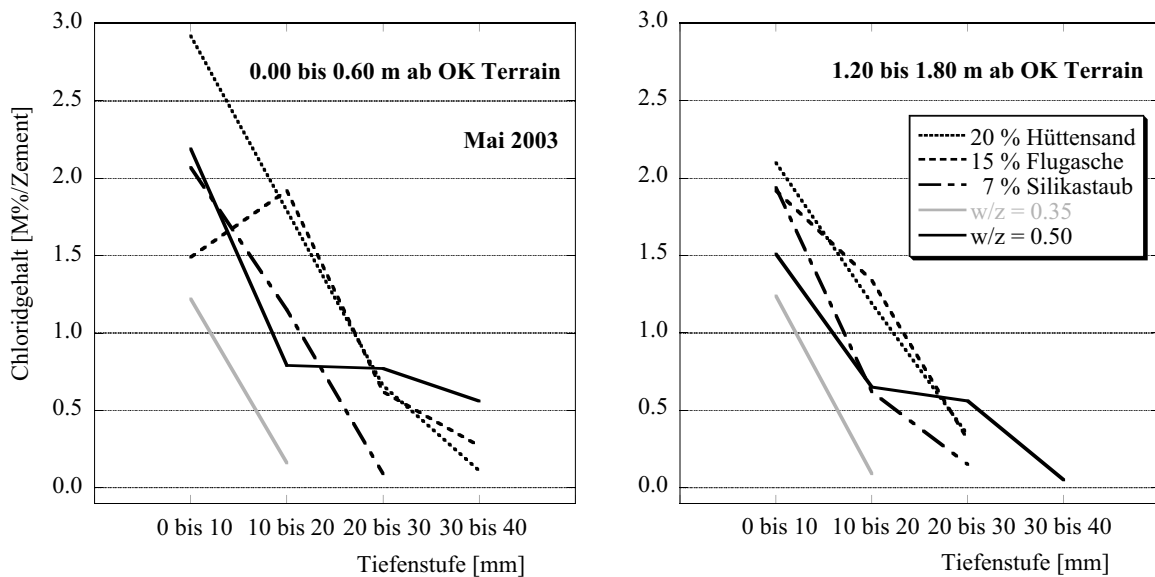


Bild 6.23: Chloridprofile vom Mai 2003 (Analysen).

In Tabelle 6.8 sind die während den ersten drei Wintern in die ersten 40 mm eingetragenen Chloride pro m^2 zusammengestellt. Die Zunahme im Winter 2002/03 liegt zwischen 17.3 bis 39.2 g/m^2 , das entspricht dem Chloridgehalt von 1 bis 2.2 l 3 %-iger NaCl-Lösung. Diese Zunahme kommt sowohl mit höheren Oberflächenkonzentrationen als auch mit höheren Chloridgehalten im Inneren zum Ausdruck.

Tabelle 6.8: Chlorideintrag in die ersten 40 mm [g/m^2], nach 2 bzw. 3 Wintern (Analysen).

Platte	April 2002	Mai 2003	Zunahme
D1	233.0 *)	91.9	
D3	69.7	90.4	20.7
E1	92.0	115.7	23.7
E3	57.7	96.9	39.2
F1	61.8	91.7	29.9
F3	52.2	75.2	23.0
G1	58.3	50.6	
G3	31.4	48.7	17.3
H1	108.6	129.3	20.7
H3	52.8	83.1	30.3

*) zwei Tiefenstufen vermutlich durch Verunreinigungen verfälscht.

Unter der Annahme, dass das wasserfüllbare Porenvolumen (Kapillarporen) vollständig gefüllt ist, kann aus der mit den Sensoren gemessenen Chloridkonzentration im Porenwasser ein oberer Wert für den freien Chloridgehalt bestimmt werden. In Bild 6.24 sind die so berechneten Werte für die freien Chloride in M% bezogen auf den effektiven Zementgehalt, zusammen mit den Gesamtchloridgehalten aus den Analysen, dargestellt.

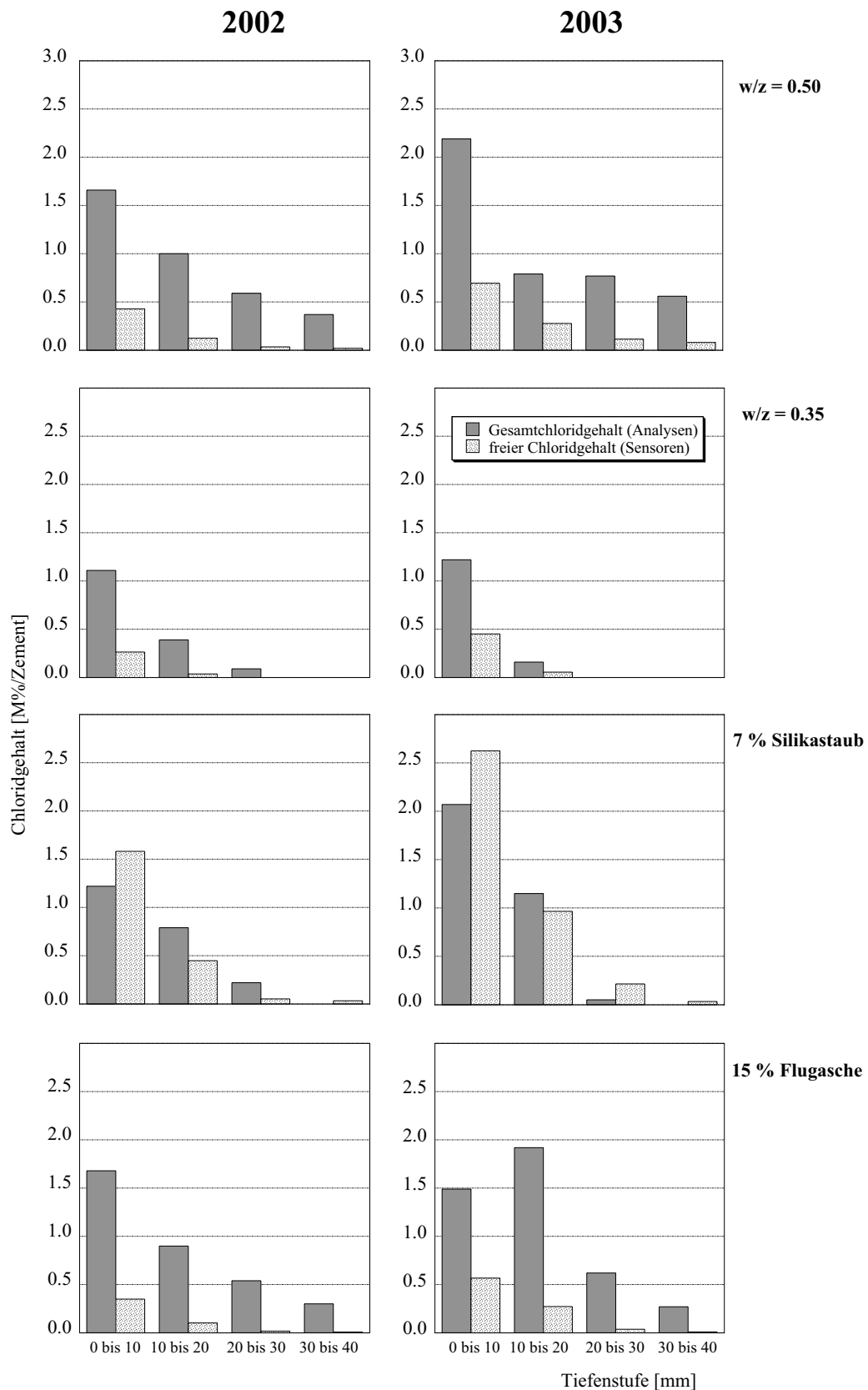


Bild 6.24: Der freie Chloridgehalt im Porenwasser [M%/Zement], berechnet aus den mit den Sensoren gemessenen Chloridkonzentrationen unter der Annahme von vollständig gefüllten Kapillarporen, zusammen mit dem Gesamtchloridgehalt aus den Chloridanalysen.

Obwohl bei der Berechnung vollständig gefüllte Kapillarporen angenommen wurden, bleibt eine grosse Differenz zwischen dem Gehalt an freien Chloriden und dem Gesamtchloridgehalt. Diese entspricht dem Anteil der gebundenen Chloride. Alle Tiefenstufen beider Jahre zusammengenommen, kann bis zu einem Gesamtchloridgehalt von rund 2 bis 2.2 M%/Zement ein linearer Zusammenhang zwischen dem Gehalt an gebundenen Chloriden und dem Gesamtchloridgehalt festgestellt werden (Bild 6.25). Der Anteil der gebundenen Chloride beträgt bei den Normalbetonen 70 bis 75 % und bei den Betonen mit Flugasche und Hüttensand 80 bis 85 % [56, 66]. Bis zum Gesamtgehalt von 2 bis 2.2 M%/Zement ist somit ein grosser Anteil der Chloride gebunden. Eine Zunahme des Gesamtchloridgehalts über 2.2 M%/Zement vergrössert, im Beton mit Hüttensand feststellbar, nur noch den Anteil der freien Chloride. Ungefähr dieselben Anteile an gebundenen Chloriden in Betonen mit und ohne Hüttensand wurden in [54] gefunden und Anteile an gebundenen Chloriden von mehr als 90 % in [54], allerdings bei Gesamtchloridgehalten kleiner als 1 M%/Zement.

Beim Beton mit Silikastaub zeigen die Sensoren ein sehr unterschiedliches Bild. In der zu-unterst liegenden Platte F1 entspricht der Gehalt an freien Chloriden in den ersten 40 mm ungefähr dem Gesamtchloridgehalt. Dies würde bedeuten, dass praktisch keine Chloride gebunden sind. In der dritten Platte F3 ergibt sich jedoch ein Anteil der gebundenen Chloride von etwa 63 %. Der mit den Sensoren bestimmte Anteil an freien Chloriden fiel in der ersten Tiefenstufe höher aus als der Gesamtchloridgehalt, was grundsätzlich nicht möglich ist. Gründe dafür sind die Entnahmestellen der Proben für die Analysen, die nicht exakt am selben Ort angeordnet werden können wie die Sensoren, die Anteile von Zementstein und Zuschlag im Beton, die bei der Analyse von Bohrkernen und Bohrmehl stark variieren können sowie Ungenauigkeiten bei den Messungen mit den Sensoren und bei den Analysen.

Der Anteil der gebundenen Chloride nimmt mit zunehmender Tiefe zu und mit zunehmendem Alter eher ab. Dies hängt mit Veränderungen des pH-Werts zusammen. In Tabelle 6.9 sind die entsprechenden Werte zusammengestellt.

Tabelle 6.9: Anteil der gebundenen Chloride am Gesamtchloridgehalt [%], abhängig von der Tiefenstufe [mm] und von der Zeit. Die Bestimmung erfolgte aus dem, mit den Sensoren bestimmten freien Chloridgehalt im Porenwasser und aus dem Gesamtchloridgehalt aus den Analysen (Bild 6.24).

Tiefenstufe	2002				2003			
	0 bis 10	10 bis 20	20 bis 30	30 bis 40	0 bis 10	10 bis 20	20 bis 30	30 bis 40
w/z = 0.50	74.2	87.6	94.1	94.5	68.3	64.8	84.9	85.5
w/z = 0.35	76.2	90.3	100		62.9	64.7		
20 % Hüttensand	70.7	92.2	97.9	100	54.7	85.8	94.5	100
15 % Flugasche	79.2	88.6	96.6	96.9	62.0	85.8	94.0	96.6
7 % Silikastaub	72.7	85.0	93.4		55.8	72.4	95.6	

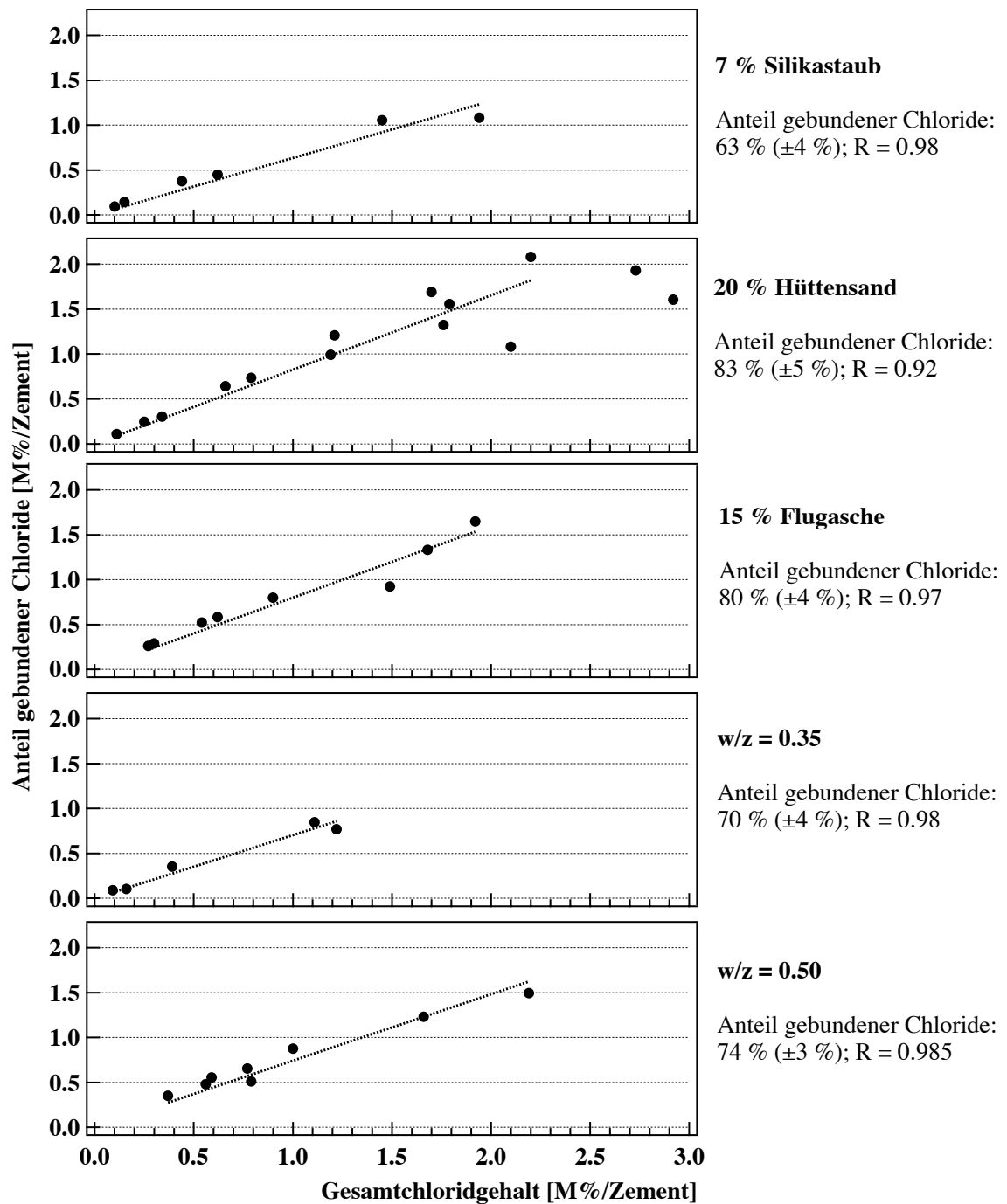


Bild 6.25: Zusammenhang zwischen dem Gehalt an gebundenen Chloriden und dem Gesamtchloridgehalt.

6.6 Korrosionsströme und Potenziale an den elektrisch isolierten Stäben

Die Korrosion an den verschiedenen elektrisch isolierten Stäben in den Platten wurde im 10-Minuten-Intervall, bzw. bei Handmessungen alle 30 bis 35 Tage erfasst. Gemessen wurden entweder die Korrosionsströme oder die Potenzialdifferenz zu den einbetonierten Referenzelektroden. Es zeigte sich, dass mit monatlichen Handmessungen ein recht gutes Bild über die zeitlichen Veränderungen der Korrosionsströme und -potenziale zu erhalten ist.

In Bild 6.26 sind die Korrosionsströme von elektrisch isolierten Stäben unterschiedlicher Stahlqualität mit 10 mm Überdeckung im Referenzbeton (links) und im Beton mit 15 % Flugasche (rechts) in Abhängigkeit von der Zeit dargestellt. Eine Übersicht über die Anzahl der korrodierenden Stäbe in den verschiedenen Platten gibt Bild 6.27. Die Tabelle 6.10 enthält schliesslich Angaben zu den maximalen Korrosionsströmen. Beim Vergleich der Resultate muss berücksichtigt werden, dass die Datenbasen unterschiedlich sind. Ab dem Winter 2002/2003 sind keine Daten der Platten Nr. 2 und Nr. 4 vorhanden und bei den beiden Normalbetonen und der Mischung mit Flugasche fehlen Daten der Platte Nr. 3. Eine gleichwertige Datenbasis für alle Betonqualitäten über die ganze Zeit besteht somit nur für die Platten Nr. 1 (Bild 4.3). Bis zum Sommer 2002 sind von allen Platten Daten vorhanden.

Wie es auf Grund der Resultate der Chloridsensoren und -analysen zu erwarten war, setzte die Korrosion bei vielen der nur 10 mm überdeckten Stäbe bereits im Winter 2001/2002 ein. Bei den Platten mit kontinuierlicher Messung wurden die stark korrodierenden Stäbe nach der Initiierung jeweils vom Bewehrungsnetz getrennt, um eine Beeinträchtigung der Potenzialmessung der Referenzelektrode und der Chloridsensoren zu vermeiden. Deshalb sind nur wenige Daten der Korrosionsströme der verzinkten Stäbe ab Mitte April 2002 und der Baustähle im Winter 2002/2003 vorhanden.

Mit Abstand am besten schneidet der Beton mit $w/z = 0.35$ ab. Der erste Baustahl wurde in der untersten Platte im Winter 2002/2003 initiiert. Der maximale Korrosionsstrom betrug im Sommer 2003 etwa $8 \mu\text{A}$.

Beim Vergleich des Verhaltens der elektrisch isolierten Stäbe im Beton mit $w/z = 0.50$ sowie in den Betonen mit Zusatzstoffen stellt man Folgendes fest:

Verzinkte Stähle

- In allen untersten Platten wurden die Stäbe Ende November/Anfang Dezember 2001 aktiviert.
- In der Platte mit Flugasche erreichten die Korrosionsströme 15 bzw. $20 \mu\text{A}$. In den übrigen Platten waren es zunächst nur 2 bis $5 \mu\text{A}$.
- Ende Dezember 2001 sind mit Ausnahme des Betons mit Hüttensand in allen Platten hohe Stromspitzen von bis zu $180 \mu\text{A}$ festzustellen. Eine weitere Stromspitze ist Ende Februar 2002 erkennbar.
- Nach der Initiierung war der Korrosionsstrom in der Platte mit $w/z = 0.50$ und in derjenigen mit Flugasche am grössten, in der Platte mit Silikastaub am kleinsten.

- In der Platte mit Hüttensand überstiegen im ersten Jahr die Ströme $10\text{ }\mu\text{A}$ nicht, grössere Ströme wurden erst ab dem Winter 2002/2003 gemessen.
- In der höher gelegenen Platte erfolgte die definitive Initiierung erst im Winter 2002/03 mit vergleichbaren (Hüttensand) bzw. kleineren Strömen (Silikastaub).

Normale Baustähle

- In allen Betonqualitäten wurden bereits im Winter 2001/2002 Stäbe mit 10 mm Überdeckung aktiviert.
- Die Stromspitzen waren kleiner wie bei den verzinkten Stäben und erreichten in denselben Zeitabschnitten maximal 40 bis $50\text{ }\mu\text{A}$ (Flugasche).
- In den zweituntersten Platten wurden Korrosionsströme von 20 bis $30\text{ }\mu\text{A}$ gemessen (Handmessungen), und eine weitere Abnahme der Ströme war in den 3. und 4. Platten festzustellen (8 bis $14\text{ }\mu\text{A}$ bzw. 1 bis $2\text{ }\mu\text{A}$).
- Im Sommer 2002 nahmen die Ströme im Vergleich zum vorhergegangenen Winter eher ab, im Sommer 2003 eher zu. Die zunehmende Austrocknung während dem Sommerhalbjahr scheint den Einfluss der höheren Temperaturen zum Teil zu kompensieren.
- Die Korrosionsströme sind im Referenzbeton und in den Mischungen mit Zusatzstoffen in der gleichen Grössenordnung, im Beton mit $w/z = 0.35$ sind sie kleiner (bis $10\text{ }\mu\text{A}$).

Top 12

- In den Betonen mit Zusatzstoffen wurde im Winter 2002/2003 an den ersten Stäben Korrosion initiiert.
- Die Korrosionsströme waren aber mit 1 bis $3\text{ }\mu\text{A}$ im Winter und bis $10\text{ }\mu\text{A}$ im Sommer vergleichsweise klein.

Die Anzahl korrodierender Stäbe kann infolge der unterschiedlichen Datenbasen kaum verglichen werden. Eindeutig ist lediglich das gute Verhalten des Betons mit $w/z = 0.35$. Allerdings hat auch in dieser Platte die Korrosion des ersten Stabs bereits nach zwei Jahren eingesetzt.

Die sehr hohen Korrosionsströme an den verzinkten Stäben können auf flächig ablaufende Korrosion zurückgeführt werden, im Gegensatz zu den eher punktuellen Angriffen bei den anderen Stählen. Wegen dieses Geometrieeffekts kann von den gemessenen Korrosionsströmen nicht direkt auf die Korrosionsgeschwindigkeit geschlossen werden.

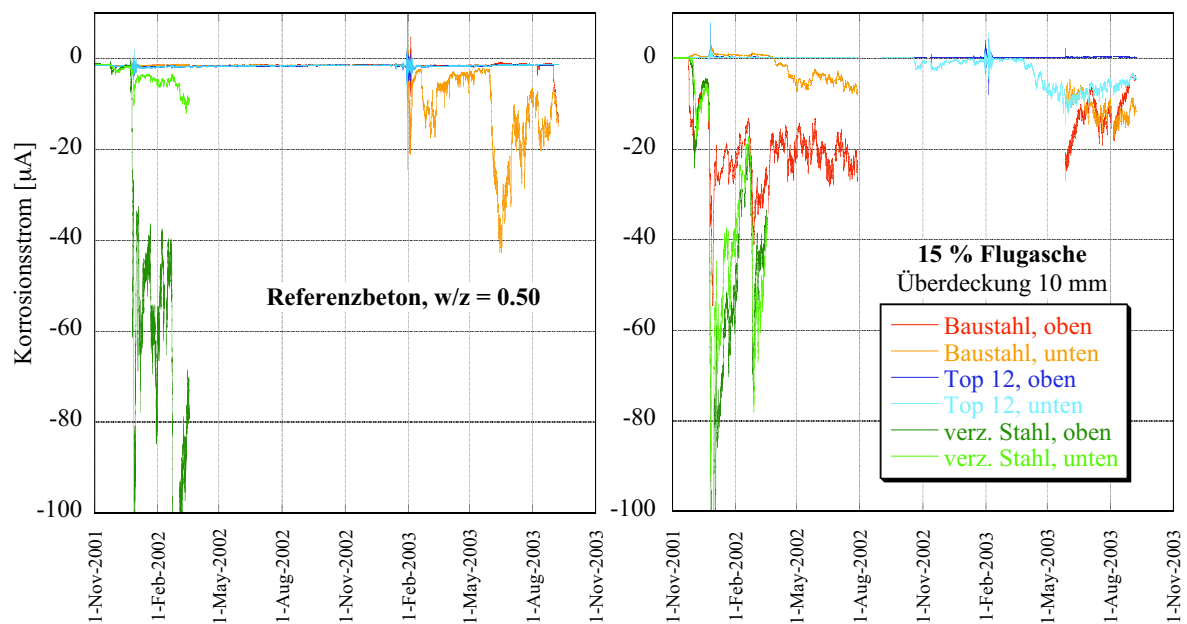


Bild 6.26: Korrosionsströme verschiedener Stahlqualitäten in Abhängigkeit von der Zeit.
Links: im Referenzbeton. Rechts: im Beton mit 15 % Flugasche.

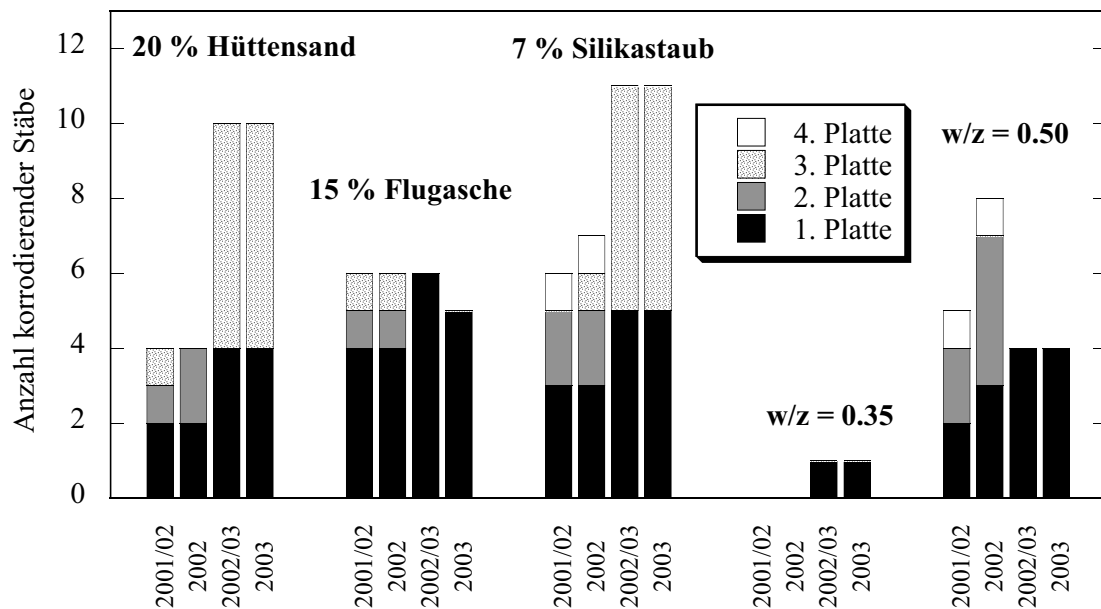


Bild 6.27: Anzahl korrodierender, elektrisch isolierter Stäbe in den verschiedenen Betonqualitäten in Abhängigkeit von der Zeit.

Tabelle 6.10:Größenordnung der maximalen Korrosionsströme [μA].

		Verzinkter Stahl		Baustahl		Top 12
		Unterste Platte	Obere Platten	Unterste Platte	Obere Platten	Alle Platten
w/z = 0.50	Winter 01/02	10 bzw. 170		-	1.3 bzw. 20	
	Sommer 02	-		-	2 bzw. 22	
	Winter 02/03	-		15 bis 20	-	
	Sommer 03	-		15 bzw. 40	-	
w/z = 0.35	Winter 01/02					
	Sommer 02					
	Winter 02/03			-		
	Sommer 03			8		
20 % Hüttensand	Winter 01/02	10	8		30	
	Sommer 02	2	0		8 bis 30	
	Winter 02/03	10 bis 25	25	1 bis 2	3 bis 8	1 bis 3
	Sommer 03	25 bis 50	60 bis 75	-	3 bzw. 40	2 bis 7
15 % Flugasche	Winter 01/02	130 bis 180		50	14 bis 22	
	Sommer 02	-		8 bzw. 22	10 bis 15	
	Winter 02/03	-		-	-	2 bis 3
	Sommer 03	-		15 bis 20	-	10
7 % Silikastaub	Winter 01/02	80 bis 100		-	2 bis 24	
	Sommer 02	-		-	5 bis 17	
	Winter 02/03	-	25 bis 30	5	1 bis 5	1
	Sommer 03	-	25	10	5 bis 10	1

Tabelle 6.11 enthält Angaben zum Chloridgehalt zum Zeitpunkt der Initiierung. Die Werte bei erstmals grösseren Strömen wurden in Klammern gesetzt, falls sie nicht schon bei der Initiierung mehr als 1 bis 2 μA betrugen. Die kritischen Chloridgehalte streuen stark, was vor allem auf zwei Unsicherheiten zurückzuführen ist: Einerseits sind die Chloridsensoren nicht immer in unmittelbarer Nähe zu den elektrisch isolierten Stäben angeordnet, andererseits werden die Potenziale der Sensoren und der Referenzelektroden durch elektrische Felder infolge korrodierender Bewehrungsstäbe beeinflusst. Zwischen den einzelnen Betonqualitäten können deshalb infolge der vorhandenen Unsicherheiten und der noch ungenügenden Datenbasis kaum Zusammenhänge gefunden werden.

Abgesehen von den zum Teil sehr hohen Werten im Silikastaubbeton, scheint der kritische Gehalt an freien Chloriden im Porenwasser bei den verzinkten Stählen am kleinsten zu sein: 0.05 bis 0.25 M%/Zement, bei den Baustählen sind es 0.17 bis 0.58 M%/Zement und bei den Top 12 0.20 bis 0.65 M%/Zement.

Die kritischen Gesamtchloridgehalte sind über die Umrechnung aus den freien Chloriden mit weiteren Ungenauigkeiten behaftet: Aus der Annahme vollständig gefüllter Kapillarporen entsteht allein für den Anteil der freien Chloride ein Fehler von plus 15 bis 40 %, abhängig vom vorhandenen Feuchtigkeitsprofil. Dieser Fehler setzt sich fort in der Abschätzung der gebundenen aus den freien Chloriden (Bild 6.25) und schliesslich im Gesamtchloridgehalt.

Berücksichtigt man deshalb zusätzlich die Resultate der Analysen, ergibt sich für die Baustähle ein kritischer Gesamtchloridgehalt in den beiden Normalbetonen von rund 1.0 M%/Zement. Im Beton mit Hüttensand sind es 2.0 bis 2.5 M%/Zement, in den Platten mit Flugasche und Silikastaub 1.0 bis 1.2 M%/Zement. Für den Top 12 sind die Werte praktisch identisch, für die verzinkten Baustähle sind sie tiefer. In den Normalbetonen sind allerdings noch keine Top 12 aktiviert worden.

Tabelle 6.11: Freie Chloride im Porenwasser bei der Initiierung [mol/l], gemessen mit den am nächsten gelegenen Sensoren sowie Gesamtchloridgehalt [M%/Zement], abgeschätzt gemäss den Korrelationen von freien und gebundenen Chloriden (Bild 6.25). Annahme: gefüllte Kapillarporen.

	Verzinkter Stahl		Baustahl		Top 12	
	Cl frei [mol/l]	Cl gesamt [M%/Z.]	Cl frei [mol/l]	Cl gesamt [M%/Z.]	Cl frei [mol/l]	Cl gesamt [M%/Z.]
w/z = 0.50	0.05 - 0.12	0.2 - 0.45	0.17 (0.23 - 0.35) 0.23 - 0.29	0.65 (0.9 - 1.35) 0.9 - 1.1		
w/z = 0.35			0.30 *) 0.49 - 0.53	1.00 *) 1.6 - 1.8		
20 % Hüttensand	0.15 - 0.22 (1.89)	0.9 - 1.3	0.44 - 0.58 1.16	2.3 - 2.4 3.0	0.44 - 0.65 0.73	2.3 - 2.5 2.6
15 % Flugasche	0.25 (- 0.62) (Sensor mit grossen Schwan- kungen)	1.25 (- 2.4)	0.25 - 0.37 0.31 - 0.43 (0.62) 0.43	1.25 - 2.2 (2.4)	0.20	1.0
7 % Silikastaub	0.13 - 0.20 (0.26 - 0.53) 0.20 (1.32)	0.35 - 0.5 (0.7 - 1.4)	0.13 2.64 1.32 1.98 20 mm: 0.92 *)	0.35 - 4.0 aus den Analysen: ca. 1.0	2.11	3.5 aus den Analysen: ca. 1.0 - 1.2

*) nur kurze Initiierung, danach wieder passiv.

7 Wasser- und Schadstoffaufnahme – Diskussion der Resultate

Die Resultate der verschiedenen Untersuchungen erlauben es, Rückschlüsse auf den Wasserhaushalt unter den im Naxbergtunnel vorherrschenden Verhältnissen mit Spritzwasser und Trocknungsphasen zu ziehen. In den nachfolgenden Abschnitten werden zuerst der Wasserhaushalt des Referenzbetons in Abhängigkeit von der Zeit und die vor Ort festgestellten Ereignisse analysiert und danach Gross- und Kleinereignisse charakterisiert und definiert.

7.1 Wasserhaushalt

7.1.1 Beschreibung des Wasserhaushalts im Referenzbeton ($w/z = 0.50$)

In Bild 6.18 wurde der Wassergehalt in verschiedenen Tiefenstufen in Abhängigkeit von der Zeit für den Referenzbeton aufgetragen. Das Bild gibt einen groben Überblick über den Wasserhaushalt während der gesamten Untersuchungsperiode. Es folgt deutlich, dass bei der vorliegenden Exposition und der dargestellten Betonqualität markante Ereignisse festgestellt werden können. Diese haben ausschliesslich in den kalten Jahreszeiten stattgefunden und hatten in den Wintern 2001/2002 und 2002/2003 sehr grosse Auswirkungen auf den Wassergehalt im Beton. Die Messungen zeigen, dass innerhalb von relativ kurzer Zeit immer wieder viel chloridhaltiges Wasser bis in grosse Tiefen eindringen konnte.

Mit dem vorhandenen Instrumentarium waren Änderungen des Wassergehalts ab der Tiefenstufe 5 bis 10 mm feststellbar. Sämtliche Ereignisse, die während der gesamten Beobachtungsperiode einen gerade noch feststellbaren Wassereintrag in die ersten 10 mm ($\geq 0.02 \text{ kg/m}^2$) zur Folge hatten, wurden nun erfasst und durchnummeriert. In Bild 7.1 sind von ausgewählten Ereignissen die Detailausschnitte aus Bild 6.18 zusammengestellt und die Bilder 7.2 und 7.3 zeigen die Auswirkungen der in Bild 7.1 dargestellten Ereignisse auf den Wassergehalt im Tiefenprofil, sowie die gesamte Wasseraufnahme und die klimatischen Randbedingungen während den Einträgen. Der Anhang enthält diese Darstellungen für alle grösseren Wassereinträge sowie Tabellen mit den wichtigsten Daten. Diese dienen als Basis für die Analyse der erfolgten Wasseraufnahmen. Nachfolgend werden die in den Bildern 7.1 bis 7.3 dargestellten Ereignisse beschrieben.

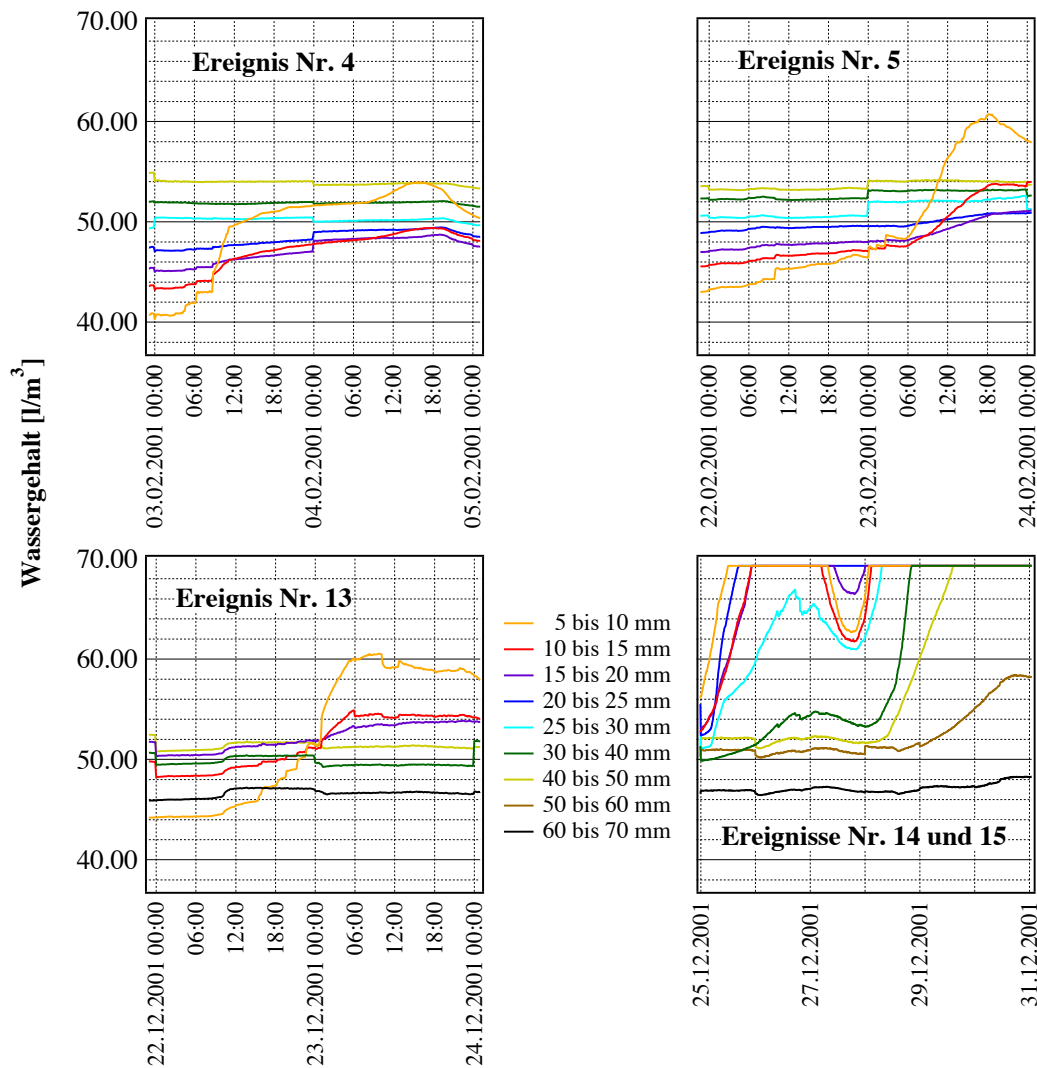


Bild 7.1: Wassergehalt in verschiedenen Tiefenstufen in Abhängigkeit von der Zeit für den Referenzbeton, Detailausschnitte aus Bild 6.18.

Ereignis Nr. 4 (Bilder 7.1 und 7.2):

Nach einer Phase mit tiefen Temperaturen und nur vereinzelten Niederschlägen erfolgte der hauptsächliche Wassereintrag innerhalb von nur rund 6 Stunden während des von Niederschlägen begleiteten Anstiegs der Lufttemperatur von -3 auf 0 °C und der Betontemperatur von -1.5 auf $+0.5$ °C. Die Wasseraufnahme betrug rund 0.24 kg/m^2 (vgl. auch Bild 6.7).

Ereignis Nr. 5 (Bilder 7.1 und 7.2):

Der Feuchtigkeitsgradient war vor dem Wassereintrag flacher als Anfang Februar, was darauf hinweist, dass die Zeit von 17 Tagen nicht reichte, um den Wassereintrag des Ereignisses Nr. 4 wieder rückgängig zu machen. Die Niederschläge waren begleitet von Temperaturen zwischen -1 und $+2$ °C. Der grösste Teil des Wassereintrags erfolgte am 23.02. innerhalb von 12 Stunden während des Anstiegs der Lufttemperatur von -0.5 auf $+2$ °C und der Betontemperatur von $+1.5$ auf $+3$ °C. Insgesamt betrug die Wasseraufnahme etwa 0.28 kg/m^2 .

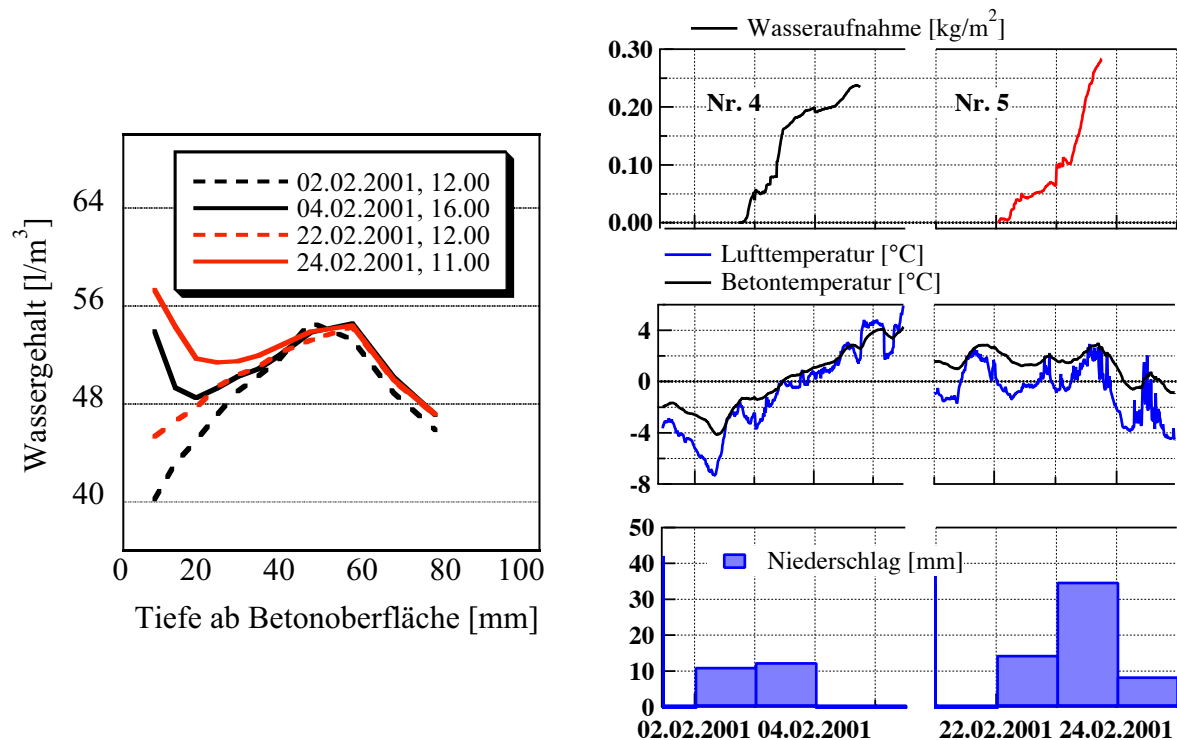


Bild 7.2: Ereignisse Nr. 4 und 5, Februar 2001.

Ereignisse Nr. 13 bis 15 (Bilder 7.1 und 7.3):

Innerhalb von knapp 24 Stunden wurde am 22./23.12. wieder der Feuchtigkeitszustand vom 02.12. erreicht. Die Wasseraufnahme lief ab, während die Betontemperatur von -1 auf -4 °C und die Lufttemperatur von -2 auf -5 °C fielen. Der weitere Temperaturabfall hatte das teilweise Gefrieren des Porenwassers im Beton zur Folge. Während dem, von Niederschlägen begleiteten, Wiederanstieg der Lufttemperatur von -10 auf knapp 0 °C und der Betontemperatur von -6 auf -0.5 °C, wurden – nach dem Auftauen des Betons – sehr grosse Wassermengen bis zur Tiefenstufe 30 bis 40 mm eingetragen. Bis in 20 bis 25 mm Tiefe wurde der Beton dabei gesättigt. Auch der nächste Frost-/Tau-Wechsel am 27.12. wurde von einer grossen Wasseraufnahme während dem Temperaturanstieg gefolgt (Luft von -4 auf $+4$ °C und Beton von -3 auf $+3$ °C). Die Tiefenwirkung betrug in dieser Phase 60 bis 70 mm und die Sättigung des Betons erreichte eine Tiefe von 40 bis 50 mm (vgl. auch Bild 6.12). Die Wasseraufnahmen betrugen 0.14 kg/m² (Ereignis Nr. 13), 0.46 kg/m² (Ereignis Nr. 14) und 0.41 kg/m² (Ereignis Nr. 15).

Synchrone Veränderungen des Wassergehalts in allen Tiefenstufen sind vermutlich nicht auf den Eintrag von flüssigem Wasser von aussen zurückzuführen, sondern messtechnisch bedingt (zum Beispiel am 22.12. ca. 10.00 Uhr oder am 03.03., Bild A1.1 im Anhang).

Während den Sommerhalbjahren trocknete der ganze Querschnitt von der Oberfläche zum Kern hin abnehmend aus. Dies unabhängig von allfälligen Niederschlägen. Wasser wurde nur vereinzelt und in sehr geringen Mengen eingetragen. Auch extreme Niederschläge wie sie im November 2002 zu verzeichnen waren, führten kaum zu einem Wassereintrag (Bild 7.4). Die Tiefenwirkung von Ereignissen blieb beschränkt auf die ersten 10 mm. Nur in der Tiefenstufe 5 bis 10 mm konnte jeweils für eine kurze Zeit eine geringe Erhöhung des Wassergehalts

festgestellt werden. Es ist allerdings davon auszugehen, dass die Auswirkungen dieser Ereignisse in den, mit der vorhandenen Instrumentierung nicht erfassbaren, äussersten 5 mm ausgeprägter sind. D. h. innerhalb einer noch kürzeren Zeitspanne wird der Wassergehalt stärker verändert. Während den im Bild 7.4 dargestellten Ereignissen lagen die Temperaturen zwischen +4 bis +12 °C (Luft) bzw. +5 bis +15 °C (Beton). Die Wasseraufnahme war jeweils kleiner als 0.05 kg/m².

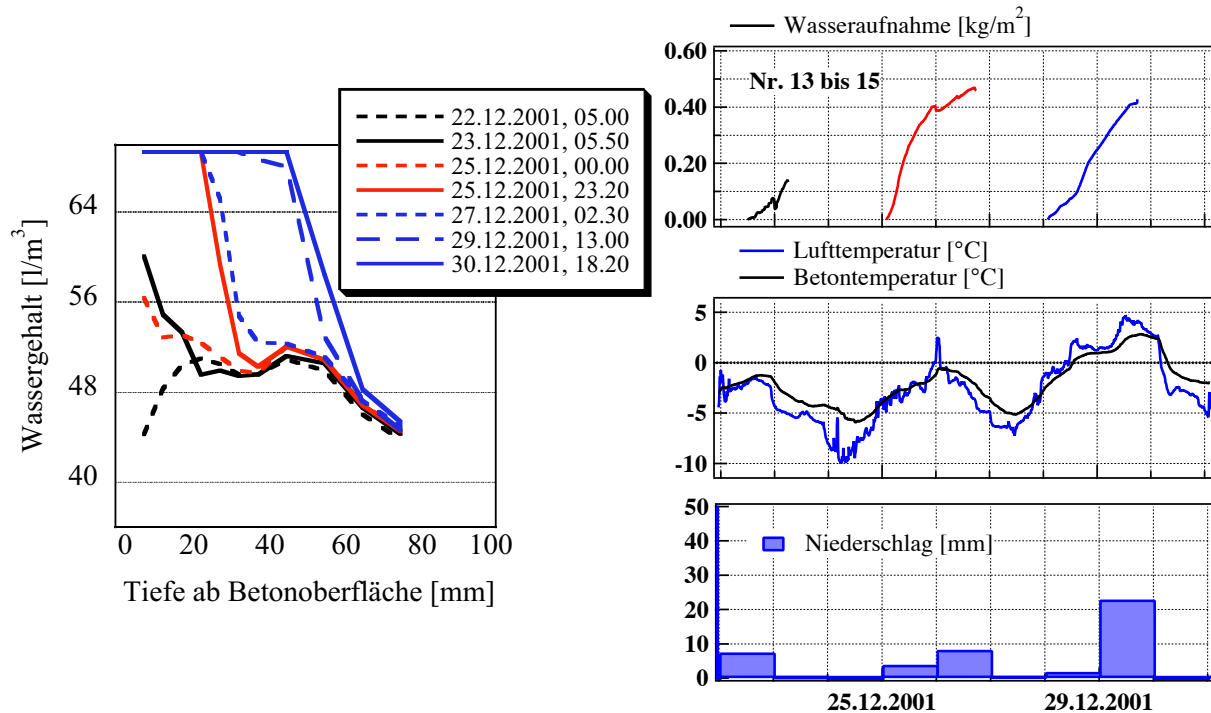


Bild 7.3: Ereignisse Nr. 13 bis 15, Dezember 2001.

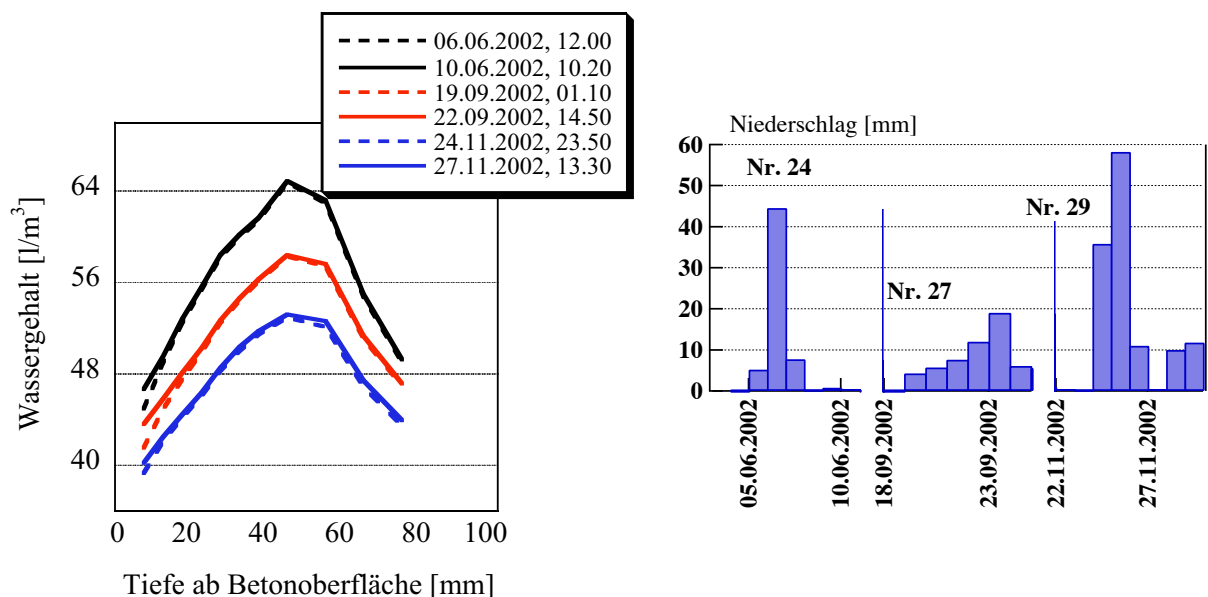


Bild 7.4: Ereignisse Nr. 24, 27 und 29, Sommer 2002.

Durch die Ereignisse im Februar 2001 wurde der Wasserhaushalt nicht sehr nachhaltig beeinflusst. Nach rund einem Monat wies der Beton wieder einen ähnlichen Feuchtigkeitszustand auf wie vorher. Im Gegensatz dazu hatten die Ereignisse im Winter 2001/2002 eine Sättigung des Betons bis in grosse Tiefen zur Folge. Der Feuchtigkeitszustand im Betonquerschnitt, der zu Beginn des Winters vorhanden war, wurde erst im darauf folgenden Herbst (November 2002) wieder erreicht: Ein Anteil von 70 bis 80 % des kapillar füllbaren Porenvolumens von 9.8 Vol.% in der äussersten Tiefenstufe gefüllt, zum Kern hin zunehmend. Für Veränderungen des Wassergehalts steht somit im betrachteten Beton mit $w/z = 0.50$ unter den gegebenen Expositionsverhältnissen nur ein relativ kleines Porenvolumen zur Verfügung. Je nach Tiefenstufe sind es 2 bis 3 Vol.%.

Aus den verschiedenen Beschreibungen folgt, dass ein Ereignis nur unter bestimmten klimatischen Randbedingungen eintritt und die gleichzeitig vorhandenen inneren Voraussetzungen das Ausmass von dessen Auswirkungen auf den Wassergehalt beeinflussen:

Klimatische Randbedingungen:

relative Luftfeuchtigkeit
Luft- und Betontemperatur
(Spritz-)Wasserangebot

Innere Voraussetzungen:

Feuchtigkeitszustand
kapillar füllbares Porenvolumen
Porengrössenverteilung

7.1.2 Klimatische Randbedingungen

Niederschlag

In Bild 7.5 sind für den Beton mit $w/z = 0.50$ die Wassereinträge in Abhängigkeit von den Niederschlägen, wie sie während dem Ereignis zu verzeichnen waren, dargestellt. Es folgt, dass ein grosser Wassereintrag nicht primär ergiebige Niederschläge voraussetzt. Auch längere Phasen mit ergiebigen Niederschlägen hatten keinen Wassereintrag zur Folge. Voraussetzung für eine Wasseraufnahme war aber in jedem Fall ein Angebot von Spritzwasser. Solche Situationen sind im Winterhalbjahr auch nach Niederschlägen möglich.

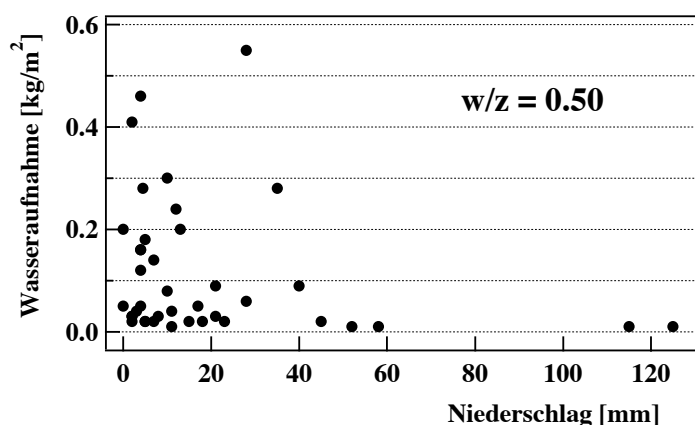


Bild 7.5: Gesamte Wasseraufnahme in Abhängigkeit von den Niederschlägen am Tag bzw. an den Tagen des Wassereintrags.

Luft- und Betontemperatur

Ebenfalls für den Referenzbeton ist in Bild 7.6 die Wasseraufnahme in Abhängigkeit von der Luft- bzw. von der Betontemperatur dargestellt. Man kann Folgendes feststellen:

- Meist lag die mittlere Betontemperatur über der mittleren Lufttemperatur. Bei den drei grossen Wassereinträgen mit einer Wasseraufnahme $\geq 0.40 \text{ kg/m}^2$ war es jedoch umgekehrt.
- Feststellbare Wassereinträge haben nur in einem relativ kleinen Temperaturbereich stattgefunden: -3 bis $+6 \text{ }^\circ\text{C}$.
- Der Temperaturbereich für grössere Wassereinträge mit einer Wasseraufnahme $\geq 0.10 \text{ kg/m}^2$ kann noch weiter eingeschränkt werden: -3 bis $+2 \text{ }^\circ\text{C}$.
- Bei höheren Temperaturen wird der Wassergehalt nicht nachhaltig beeinflusst. Wasser das nur in die äussersten 5 bis 10 mm eindringt, wird schnell wieder verdunstet. Mit der vorhandenen Instrumentierung sind diese Einträge zum grössten Teil nicht erfassbar.
- Bei tieferen Temperaturen ist das Wasser zum grossen Teil gefroren und wird weder aufgenommen noch abgegeben.

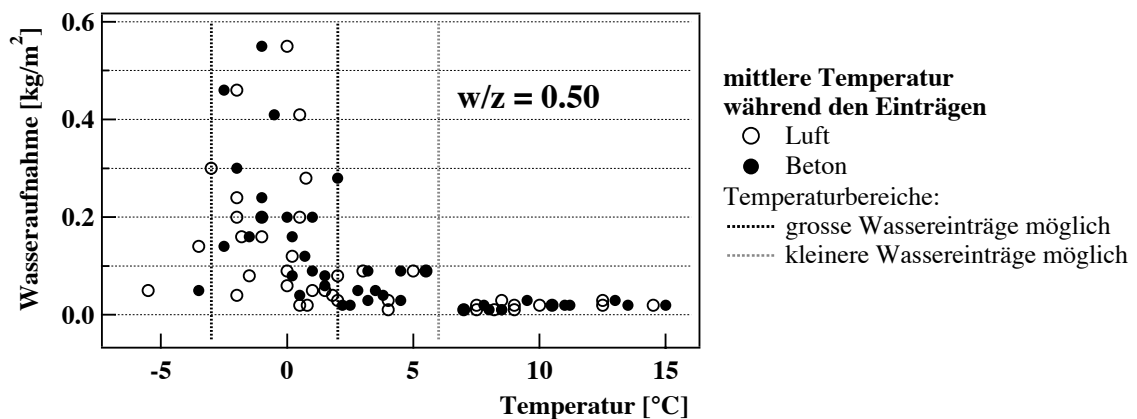


Bild 7.6: Gesamte Wasseraufnahme in Abhängigkeit von der mittleren Luft- bzw. Betontemperatur während des Wassereintrags.

Für alle untersuchten Betone ist in Bild 7.7 die Wasseraufnahme in Abhängigkeit von der Betontemperatur dargestellt. Temperaturanstieg und -abfall wurden mit unterschiedlichen Symbolen eingetragen. Für die drei Betone mit Zusatzstoffen gilt dasselbe wie für den Beton mit $w/z = 0.50$. Beim Beton mit Silikastaub fielen die Wassereinträge allerdings insgesamt geringer aus. Markant besser zeigt sich der Beton mit $w/z = 0.35$. Auch im ungünstigsten Temperaturbereich lag die Wasseraufnahme nie über 0.11 kg/m^2 . Die Wasseraufnahmen waren im Mittel bei Anstiegen der Betontemperatur grösser als bei Abfällen. Bild 7.8 zeigt die Häufigkeitsverteilung der Tagesmittel der Lufttemperatur im Tunnel an den Tagen mit grösseren Wassereinträgen. Das 90 %-Intervall liegt zwischen -4.0 bis $+3.1 \text{ }^\circ\text{C}$.

Bei Betontemperaturen im ungünstigsten Bereich fiel die Wasseraufnahme gering aus, falls:

- die relative Luftfeuchtigkeit nicht sehr hoch war ($< 90 \%$)

- die Niederschläge aufhörten oder nicht sehr ergiebig ausfielen
- die Temperaturen weiter absanken und das Wasser teilweise gefror
- die Temperaturen weiter anstiegen
- der Beton zum grossen Teil bereits gesättigt war.

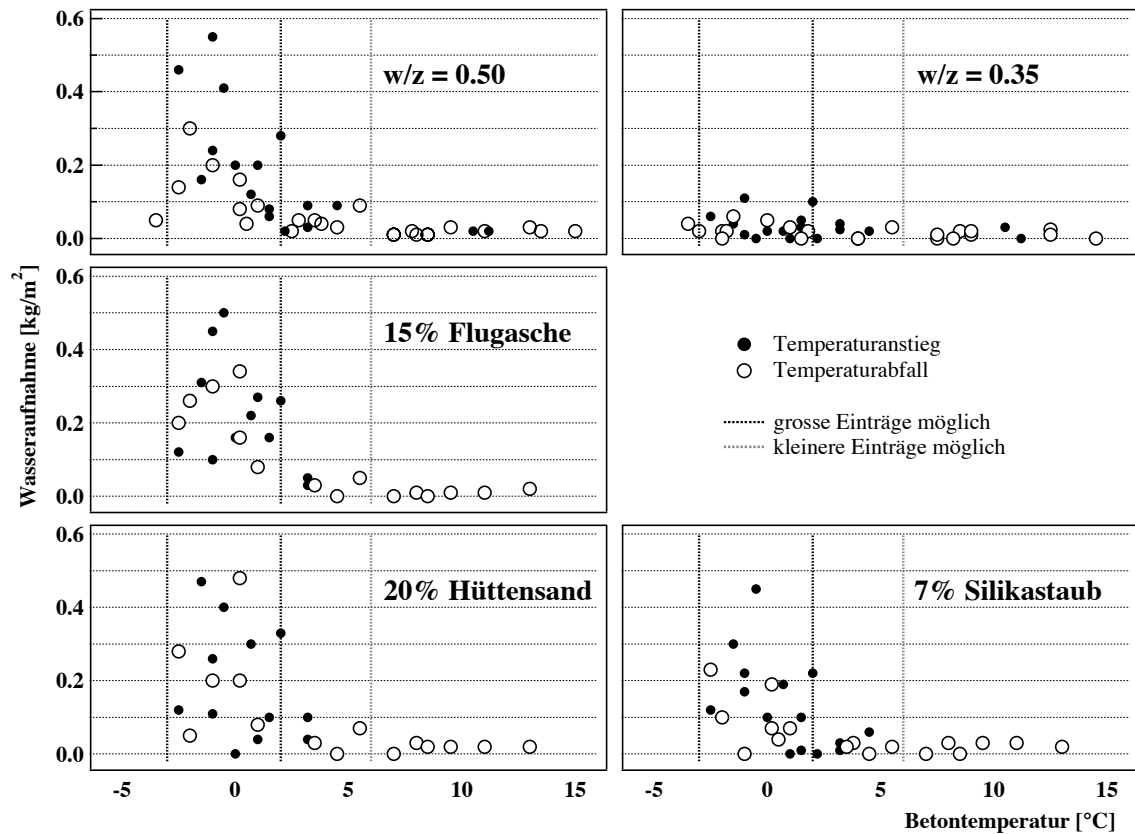


Bild 7.7: Wasseraufnahme in Abhängigkeit von der mittleren Betontemperatur während des Eintrags, für alle Betone.

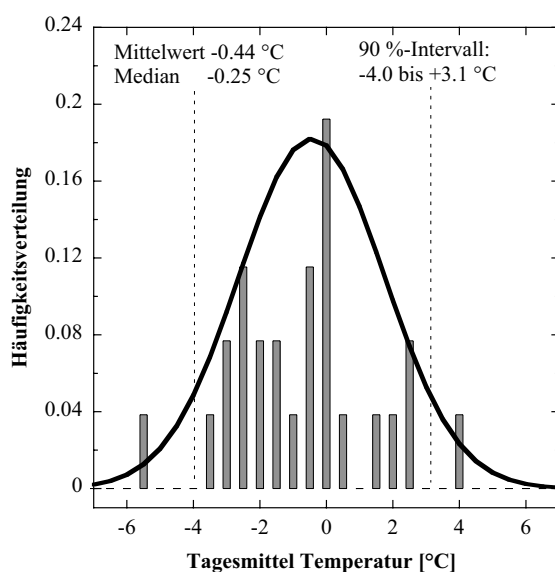


Bild 7.8: Häufigkeitsverteilung der Tagesmittel der Lufttemperatur während den grösseren Ereignissen im Tunnel.

Relative Luftfeuchtigkeit

Die Datenbasis zur Beurteilung des Einflusses der Luftfeuchtigkeit auf den Wassereintrag ist infolge des zeitweiligen Ausfalls des Feuchtigkeitsfühlers kleiner. Es ist jedoch ersichtlich, dass erst ab 85 bis 90 % relativer Luftfeuchtigkeit Wasser eingetragen wurde. Wasseraufnahmen in grösserem Ausmass fanden nur bei über längere Phasen praktisch gesättigter Luft statt. Ausnahmen gab es, wenn nach Frostphasen Wasser aus der auftauenden vorderen Plattenhälfte nachgesogen wurde (Ereignisse Nr. 39 und 40). Die vorhandenen Tagesmittel der relativen Luftfeuchtigkeit im Tunnel während den grösseren Einträgen lagen zwischen 80 bis 100 %, wobei der Median der Werte 97.3 % beträgt.

Veränderungen des Wassergehalts waren auch feststellbar bei raschen Anstiegen der relativen Luftfeuchtigkeit von einem Bereich von 30 bis 50 % auf einen Bereich von 80 bis 100 %, evtl. begleitet von leichten Niederschlägen (Zusammenbruch von Föhnlagen, vgl. Kapitel 6.1). Diese Veränderungen verliefen oft mehr oder weniger synchron in praktisch allen Tiefenstufen und beeinflussten den Wassergehalt nicht nachhaltig.

Winterdiensteinsätze bzw. das Vorhandensein von Streusalz hatten keinen direkten Einfluss auf die Wasseraufnahme. Dies wurde bereits bei den Aufsaugversuchen im Labor festgestellt, die mit und ohne Chloride in der Lösung durchgeführt wurden (Kapitel 5.2). Streusalz auf der Fahrbahn führt zusammen mit tiefen Temperaturen lediglich dazu, dass die Fahrbahn länger feucht oder nass bleibt.

7.1.3 Der Feuchtigkeitszustand des Betons als innere Voraussetzung

Der Wassergehalt im Beton in l/m^3 wurde in den Bildern 7.2 bis 7.4 im Tiefenprofil dargestellt. Im nachfolgenden Bild 7.9 sind für den Beton mit $w/z = 0.50$ die Feuchtigkeitsverhältnisse unmittelbar vor dem Wassereintrag für die verschiedenen Ereignisse zusammengestellt.

Der Wassergehalt war in der vorliegenden Exposition immer relativ hoch. Auch an der hinteren Oberfläche (Plattenstärke 100 mm), lag er vermutlich immer über 6.5 Vol.%. Im Referenzbeton wurde der Wassergehalt mindestens bis zur Tiefenstufe 70 bis 80 mm beeinflusst durch die Wasseraufnahmen im Winterhalbjahr.

Vor den Wasseraufnahmen können bei generell hoher Feuchtigkeit und damit kleinem, freiem Porenvolumen unterschiedlichste Feuchtigkeitsgradienten festgestellt werden. Bei den ersten grösseren Wasseraufnahmen innerhalb eines Winters (Ereignisse Nr. 4, 11 und 35) war der Ausgangswassergehalt im ganzen Querschnitt jeweils am kleinsten und der Gradient von der Oberfläche zum Kern am grössten. Die eingetragene Wassermenge war bei diesen ersten Ereignissen aber nicht extrem gross. Im Laufe der Winterhalbjahre nahm dann der Beton nach und nach Wasser auf, welches nur noch sehr langsam abgegeben wurde. Damit stieg das Feuchtigkeitsniveau vor allem an der Oberfläche an und die Feuchtigkeitsgradienten nahmen ab. Schliesslich waren vor den nachfolgenden Wassereinträgen sogar negative Gradienten mit abnehmender Feuchtigkeit von aussen nach innen festzustellen.

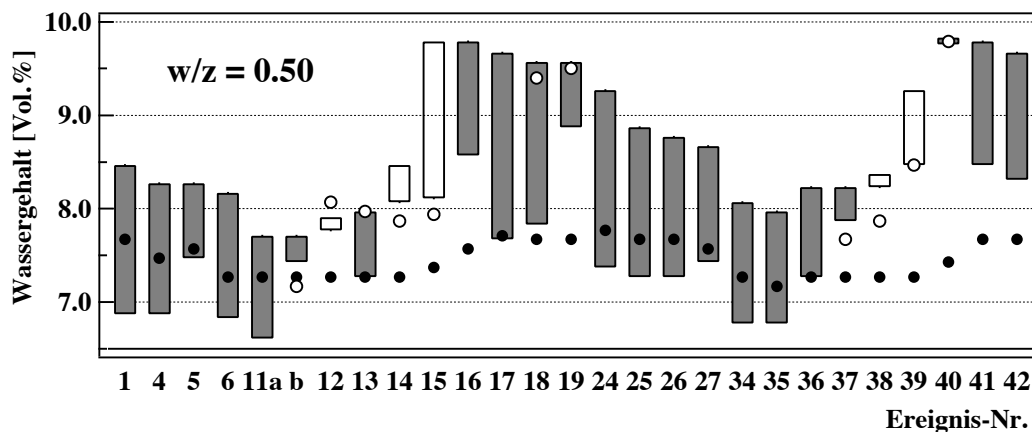


Bild 7.9: Feuchtigkeitsverhältnisse im Beton vor den entsprechenden Wassereinträgen. Dargestellt ist der Wassergehalt in Vol. %:

- Ausgefüllte Balken beschreiben eine Feuchtigkeitszunahme von der ersten Tiefenstufe (5 bis 10 mm) bis zum Kernbeton in 40 bis 60 mm Tiefe.
- Leere Balken beschreiben eine Feuchtigkeitsabnahme zum Kern hin.
- Leere Punkte zeigen ein Maximum bzw. ein Minimum zwischen Oberfläche und Kern an.
- Schwarze Punkte bezeichnen die Feuchtigkeit in 70 bis 80 mm Tiefe. Die letzten 20 mm bis zur hinteren Seite werden mit der Instrumentierung nicht erfasst. Die hintere Seite wird nicht mit Spritzwasser beaufschlagt.

Bild 7.10 zeigt für den Referenzbeton die Wasseraufnahme in Abhängigkeit vom Feuchtigkeitsgradienten. Dieser wurde grob aus der Differenz des Wassergehalts in der Tiefenstufe 5 bis 10 mm und im Kernbeton abgeschätzt. Aus dem Bild folgt, dass die Wasseraufnahme zunahm mit negativer werdendem Feuchtigkeitsgradienten. Am meisten Wasser wurde bei grossen, negativen Gradienten eingetragen (Ereignisse Nr. 14, 15, 38 und 39). Die zu erwartende Wasseraufnahme bei einem bestimmten Feuchtigkeitsgradienten hängt von den klimatischen Randbedingungen ab. Sie liegt zwischen 0.25 bis 0.55 kg/m² bei einer Feuchtedifferenz von -1 Vol.% und zwischen 0 bis 0.30 bei einer Feuchtedifferenz von +1 Vol.% (90 %-Prognoseintervall). Dieser Zusammenhang war für die anderen Betone nicht so deutlich festzustellen. Im Beton mit $w/z = 0.35$ waren sämtliche Wasseraufnahmen klein und die Feuchtigkeitsgradienten variierten nur wenig, und in den Betonen mit Zusatzstoffen bildeten sich auch bei geringeren Wasseraufnahmen sofort negative Feuchtigkeitsgradienten aus. Die Tiefenwirkung der Wassereinträge war im Referenzbeton grösser als in den Betonen mit Zusatzstoffen, wo das Wasser eher im Oberflächenbereich blieb. Dies bestätigt auch Bild 7.11, wo die Veränderungen der Feuchtigkeitsprofile während den Ereignissen 11 und 12 sowie 13 bis 15 im Winter 2001 für alle Betone zusammengestellt sind. Im Gegensatz zu Bild 6.9, welches die maximale Tiefenwirkung aus einer Betrachtung der Daten der gesamten Beobachtungsperiode abschätzt, sind in Bild 7.11 Einzelereignisse dargestellt. Es ergeben sich keine Widersprüche aus den beiden Bildern. Die Übereinstimmung ist gut.

Unter den vorliegenden Expositionsverhältnissen mit kleinen Unterschieden bei allgemein hohen Betonfeuchtigkeiten konnte kein deutlicher Zusammenhang zwischen dem freien Porenvolumen und der erfolgten Wasseraufnahme festgestellt werden.

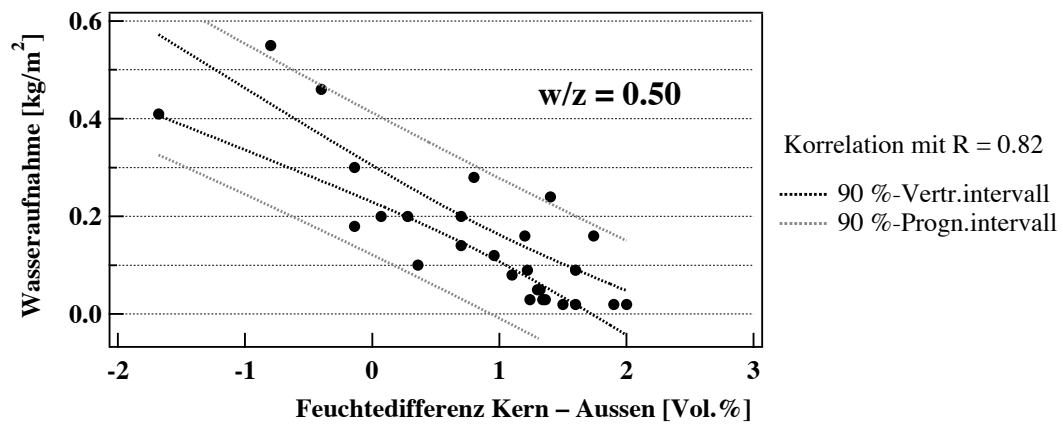


Bild 7.10: Wasseraufnahme in Abhängigkeit des Feuchtigkeitsgradienten für den Beton mit $w/z = 0.50$.

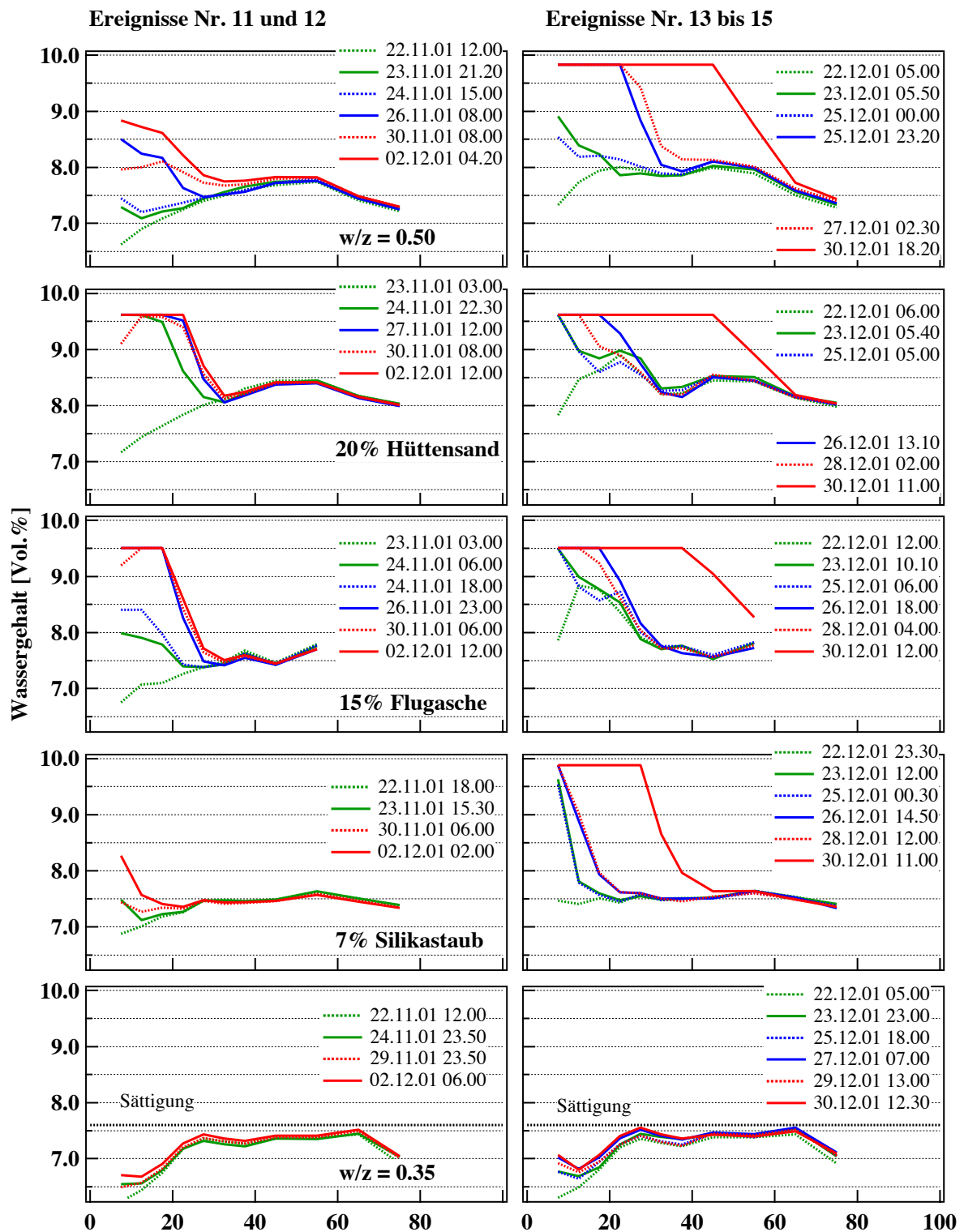


Bild 7.11: Feuchtigkeitsprofile aller Betone im Winter 2001/2002.

7.1.4 Kapillar füllbares Porenvolumen

Das kapillar füllbare Porenvolumen variiert in den untersuchten Betonen mit gleichem w/z- bzw. w/B-Wert nur wenig (Tabelle 7.1, Kapitel 5.1). Tiefer liegt nur der Beton mit w/z = 0.35. Entsprechend fielen auch dessen Wasseraufnahmen während den Ereignissen deutlich geringer aus. Dies folgt aus Bild 7.12, wo die Wasseraufnahmen der drei Winter in Abhängigkeit vom kapillar füllbaren Porenvolumen dargestellt sind.

Tabelle 7.1: Kapillar füllbares Porenvolumen der verschiedenen Betone.

Beton	Kapillar füllbares Porenvolumen [Vol. %]		
	28 Tage	360 Tage	ca. 1000 Tage
w/z = 0.50	11.2	10.5	9.8
w/B = 0.50, 7 % Silikastaub	10.9	11.0	10.3
w/B = 0.50, 15 % Flugasche	10.0	10.1	9.4
w/B = 0.50, 20 % Hüttensand	10.7	10.5	10.2
w/z = 0.35	8.3	8.0	7.8

Bild 7.12 zeigt vermutlich den Einfluss unterschiedlicher Porenradienverteilungen bei ähnlichem kapillar füllbarem Porenvolumen. So nahm der Beton mit Silikastaub in allen drei Wintern am wenigsten Wasser auf (ausgenommen der Beton mit w/z = 0.35). Das weist auf eine Verschiebung der Porenradienverteilung zu kleineren Radien hin in diesem Beton. Ein ähnliches Verhalten von Silikastaubbeton wurde in [162] festgestellt. Eine Verschiebung zu grösseren Porenradien müsste dem gegenüber im Beton mit Flugasche vorhanden sein.

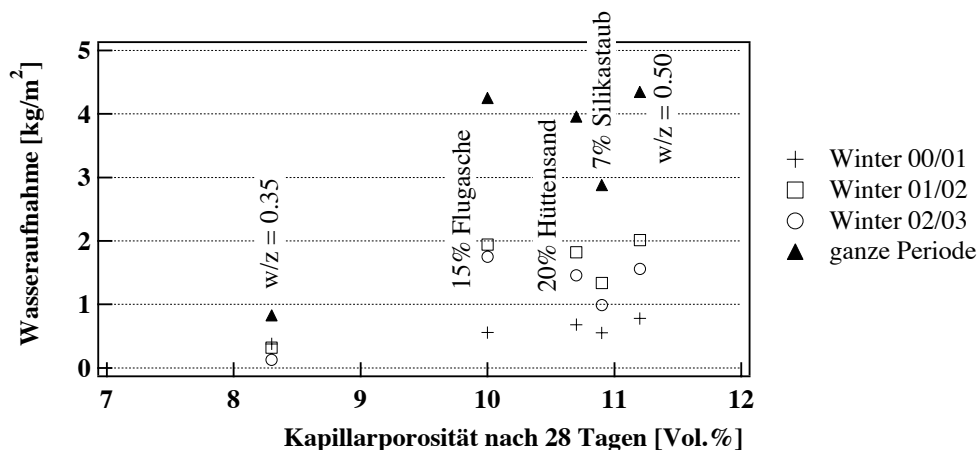


Bild 7.12: Wasseraufnahme in Abhängigkeit vom kapillar füllbaren Porenvolumen nach 28 Tagen.

7.1.5 Bestimmende Transportmechanismen

In [3] wurde als dominierender Transportmechanismus während den Ereignissen das kapillare Saugen bezeichnet. Die nun vorliegenden Erkenntnisse deuten darauf hin, dass neben dem kapillaren Saugen auch die Verdunstung von grosser Bedeutung ist.

Verdunstung ist möglich, solange die Luft nicht mit Wasserdampf gesättigt ist und deshalb noch Wasser aufnehmen kann. Treibende Kraft ist die Partialdruckdifferenz zwischen der Betonoberfläche und der umgebenden Luft. Vereinfacht kann bei einer nassen Betonoberfläche und unter der Annahme, dass die Oberflächentemperatur des Betons der Lufttemperatur entspricht, auch die Wasseraufnahmekapazität der Luft betrachtet werden. Die Wasseraufnahmekapazität in g/m^3 wird aus der Differenz zwischen der absoluten Luftfeuchtigkeit und der Sättigungsfeuchte bei der entsprechenden Lufttemperatur bestimmt. Bei im Übrigen gleichen Bedingungen wird die Verdunstung massiv verstärkt durch Luftwechsel, im vorliegenden Fall durch den oft vorhandenen starken Luftzug im Tunnel (Windverhältnisse in Kombination mit dem Fahrtwind), oder durch eine Zunahme der Temperatur. Verdunstung ist bei tiefen Temperaturen nur noch bei sehr tiefen Luftfeuchtigkeiten möglich, bei hohen Temperaturen auch bei relativen Luftfeuchtigkeiten von weit über 80 % (Kapitel 2.2.3). Die Verdunstungsgeschwindigkeit ist am grössten, wenn der Beton nass oder sehr feucht ist. Klein wird sie, wenn der Beton an der Oberfläche austrocknet und der Wassernachschub aus dem Inneren nur noch durch Diffusion erfolgt. Es ist kaum möglich die Leistungsfähigkeit der Verdunstung für eine so komplexe, sich ständig verändernde Situation, wie sie im Naxbergtunnel vorhanden ist, zu bestimmen. Sie ist aber kleiner als diejenige des kapillaren Wassertransports und immer grösser als diejenige der Diffusion.

Wassereintrag

Bei den im Naxbergtunnel vorherrschenden klimatischen Bedingungen finden Wassereinträge vorwiegend über den Kapillartransport statt. Dieser wird durch das ständige Verdunsten von Wasserdampf an der Betonoberfläche mehr oder weniger stark gebremst.

Als äussere Haupteinflüsse sind die relative Luftfeuchtigkeit und die Lufttemperatur zu betrachten. Bild 7.13 zeigt den Zusammenhang zwischen den vorhandenen Tagesmittelwerten während des Beobachtungszeitraums. Es wurde unterschieden zwischen Tagen mit gerade noch feststellbaren und Tagen mit grösseren Wassereinträgen sowie Tagen ohne feststellbare Veränderungen des Wassergehalts. Das Bild bestätigt die Feststellungen von Kapitel 7.1.2. Die grossen Wassereinträge sind eingetreten bei einem Tagesmittel der Lufttemperatur zwischen $+3$ bis -4 °C und bei einem Tagesmittel der relativen Luftfeuchtigkeit von mindestens 95 %. Bei Tagesmitteln der Luftfeuchtigkeit um 90 %, waren bereits sehr ergiebige Niederschläge notwendig, um einen gut feststellbaren Wassereintrag zu verursachen. Umgekehrt sind auch bei hoher Luftfeuchtigkeit (> 95 %) und Temperaturen um 0 °C Niederschläge nötig um einen Eintrag zu bewirken, Spritzwasser allein genügt nicht.

Es können verschiedene Situationen unterschieden werden:

- Sehr hohe Luftfeuchtigkeit bei tiefer Lufttemperatur (≥ 95 %; $+3$ bis -4 °C): Die Verdunstung vermag den Kapillartransport praktisch nicht mehr zu bremsen. Bei vorhandenem minimalem Wasserangebot bleibt die Betonoberfläche mehr oder weniger vollständig nass und der Nachschub für das kapillare Saugen ist gewährleistet. Es

sind Verhältnisse vorhanden, die einem Aufsaugversuch sehr nahe kommen. Entsprechend sind die Wasseraufnahmegeschwindigkeiten in der gleichen Grössenordnung.

- Ist die relative Luftfeuchtigkeit nicht ganz so hoch, muss ein sehr grosses Wasserangebot vorhanden sein, um Aufsaugversuchsverhältnisse zu erhalten (ergiebige Niederschläge).
- Sind die Temperaturen zu hoch, ist die Leistungsfähigkeit der Verdunstung auch bei hohen Luftfeuchtigkeiten und vielen Niederschlägen so gross, dass sich kaum eine nasse Betonoberfläche über längere Zeit bildet und deshalb der Kapillartransport massiv gebremst wird.
- Liegt die Lufttemperatur bei hoher Luftfeuchtigkeit über der Betontemperatur, können sich Kondensationsbedingungen an der Betonoberfläche bilden. Solche Situationen entstehen bei Anstiegen der Lufttemperatur, da der Anstieg der Betontemperatur zeitlich verschoben erfolgt (Kapitel 6.2.1). Heikel sind sie vor allem nach Frostphasen weil die Erwärmung des Betons durch das Tauen des Porenwassers noch zusätzlich verzögert wird. Dies führt dazu, dass der Beton lange nass bleibt und bei gleichzeitigen Niederschlägen sehr viel Wasser bis in grosse Tiefen aufnehmen kann. Eine kapillare Wasseraufnahme infolge Kondensation an der Betonoberfläche wurde auch in [37] festgestellt.

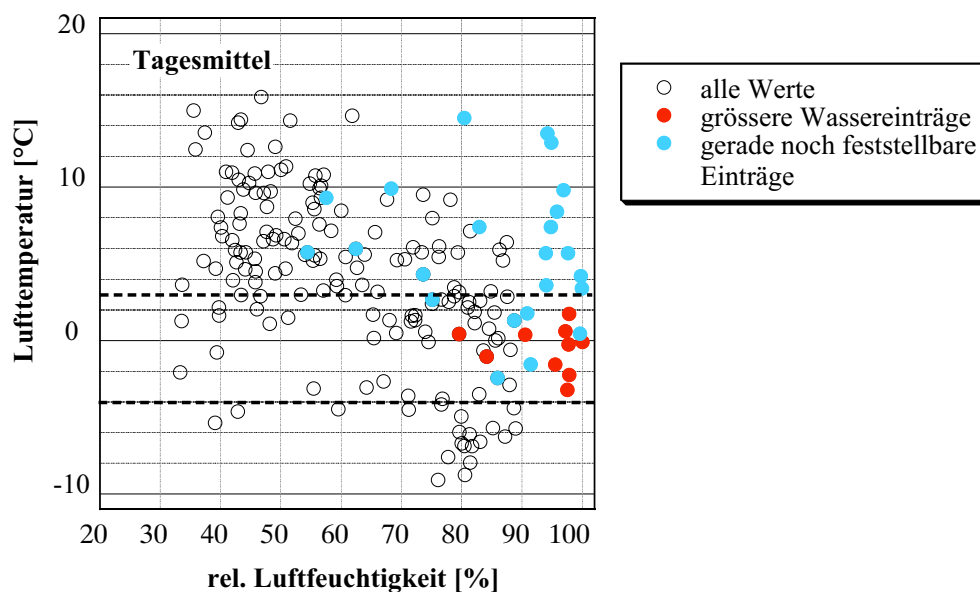


Bild 7.13: Zusammenhang der Tagesmittelwerte von relativer Luftfeuchtigkeit und Lufttemperatur im Tunnel.

Kapillarkondensation als Ursache für die festgestellten schnellen Wasseraufnahmen bis in grosse Tiefen bei tiefer Temperatur kann in derartig exponierten Bauteilen ausgeschlossen werden. Die Poren die durch Kapillarkondensation gefüllt werden, sind bei der ständig vorhandenen hohen Betonfeuchtigkeit permanent mit Wasser gefüllt. Auch müsste dieser Effekt im ganzen Querschnitt auftreten. Vergleichbare Messungen des elektrischen Widerstands an vor Niederschlägen geschützten Trägerelementen ergaben denn auch keine Anzeichen für Wasseraufnahmen bei unter 0 °C fallenden Lufttemperaturen.

Neben den klimatischen Bedingungen beeinflusst auch der Feuchtigkeitszustand im Beton die Wasseraufnahme während eines Ereignisses. Die Betonfeuchtigkeit war allgemein hoch, für die Wasseraufnahmen stand damit grundsätzlich nicht viel freies Porenvolumen zur Verfügung. Verstärkt wurden sie, wenn ein negativer Feuchtigkeitsgradient vorhanden, d.h. wenn der Beton an der Oberfläche bereits gesättigt war. Diese Ausgangslagen bewirkten wiederum Verhältnisse wie in einem Aufsaugversuch.

Schliesslich ist der Kapillartransport leistungsfähiger in einem Gefüge mit gröberen Poren als in einem sehr feinporigen. Dem gegenüber wird die Leistungsfähigkeit der Verdunstung bei gleichen klimatischen Randbedingungen und einer nassen Betonoberfläche nicht durch das Gefüge beeinflusst. Der Wassereintrag durch Kapillartransport wird deshalb in einem gröberen Gefüge weniger stark gebremst durch die Verdunstung und der Beton nimmt entsprechend mehr und schneller Wasser auf.

Grosse Wassereinträge finden demnach immer dann statt, wenn Verhältnisse vorliegen, die einem Aufsaugversuch nahe kommen. Bei den im Naxbergtunnel vorliegenden klimatischen Verhältnissen und den eingesetzten, durchschnittlichen Betonqualitäten bilden sich so ungünstige Verhältnisse nur in den Wintermonaten November bis März.

Erfüllen die klimatischen Bedingungen jeweils nicht alle Kriterien für eine grosse Wasseraufnahme, erfolgen kleine Einträge. Solche sind das ganze Jahr über möglich: zu hohe Temperatur, zu kleine Luftfeuchtigkeit und/oder zu wenig Niederschlag für eine grosse Aufnahme. Die Kleinereignisse, die eine Tiefenwirkung von 10 mm hatten, wurden gerade noch festgestellt mit der vorhandenen Instrumentierung. Wassereinträge nur in die ersten 5 bis 10 mm konnten nicht erfasst werden.

Chlorideintrag

Der Wassereintrag durch Kapillartransport ist auch prägend für den Chlorideintrag. Mit dem Wasser werden die Chloride per Huckepacktransport sehr schnell in den Beton eingetragen. Die mittlere Chloridfront bleibt allerdings hinter der mittleren Wasserfront zurück. Trocknet der Beton anschliessend wieder aus, bleiben die Chloride im Beton drin. Mit jedem Wassereintrag im Winter können so gleichzeitig auch Chloride eingetragen werden. Diese reichern sich im Laufe eines Winters bei Kleinereignissen ganz an der Oberfläche, bei Grosseignissen bis in Tiefen von 10 bis 15 mm an.

Anschliessend an die Wasseraufnahmen der Wintermonate folgt die Austrocknungsphase in den Sommermonaten, während der nur noch in den ersten 10 mm kurzzeitige Wasseraufnahmen erfolgen. Während dieser Phase diffundieren die vorhandenen Chloride entsprechend den vorhandenen Konzentrationsgradienten weiter nach innen oder auch nach aussen.

Als Ursache für die vielfach bei derartiger Exposition festgestellte Abnahme des Chloridgehalts zur Oberfläche hin, werden oft Auswascheffekte genannt. Ob Chloride in grösserem Ausmass und vor allem bis in grössere Tiefen (10 bis 20 mm) ausgewaschen werden können, scheint allerdings fraglich, da die chloridfreien Wassereinträge im Sommer nicht tief reichend sind. Es ist aber denkbar, dass im Oberflächenbereich vorhandene Chloride mit einem tief reichenden Wassereintrag im Winter durch Huckepack weiter nach innen transportiert werden. Dies hätte zur Folge, dass das Maximum der Chloridkonzentration mit der Zeit nach innen verschoben wird, mit einer maximalen Verschiebung, die dem Tiefenbereich entspricht, der durch kapillares Saugen beeinflusst wird. Ähnliche Überlegungen werden in [140] gemacht.

7.2 Definition von Gross- und Kleinereignissen

In [3] wurden erstmals Gross- und Kleinereignisse festgestellt, die den Wasserhaushalt von Beton unter natürlichen Witterungsverhältnissen dominieren. Sie wurden wie folgt definiert:

Grossereignis:

selten auftretend

tief reichend

Transportzone > 40 mm

Kleinereignis:

häufiger auftretend

schneller Feuchtewechsel

nur in der Nähe der Betonoberfläche wirksam

Transportzone < 20 mm

Mit den erarbeiteten Erkenntnissen können die Gross- und Kleinereignisse sowie ein Übergangsbereich genauer charakterisiert werden. Die Definition erfolgt über die Auswirkungen auf den Wassergehalt:

- Ausmass und Tiefenwirkung des Wassereintrags (Kapitel 6.4)
- Geschwindigkeit und Dauer des Wassereintrags
- Langzeitwirkung des Wassereintrags.

7.2.1 Ausmass und Tiefenwirkung des Wassereintrags

In Bild 7.14 sind für alle Betonqualitäten der Wassereintrag und die Tiefenwirkung der grösseren Ereignisse zusammengestellt. Dabei wurden einzelne Einträge, welche sich in kurzen Abständen innerhalb von maximal 7 bis 10 Tagen folgten, zu einem Ereignis zusammengefasst. Als Grenzwerte für die Tiefenwirkung wurden 10, 30 und 40 mm eingetragen.

Da die grösseren Wasseraufnahmen bei tiefen Temperaturen stattfanden muss davon ausgegangen werden, dass mit dem Wasser auch Chloride in den Beton eingetragen wurden. Chloride werden zum Teil chemisch oder physikalisch im Zementstein gebunden, was dazu führt, dass die Chloridfront der Wasserfront hinterherhinkt. Um dem Rechnung zu tragen hat Lunk in [5] den Retardationskoeffizient $R(t)$ bestimmt, Gleichung (7.1).

$$R(t) = 1 - \frac{x_{Cl}(t)}{x_w(t)} \quad \text{Gleichung (7.1)}$$

mit $x_{Cl}(t)$ Eindringfront der Chloride [mm]
 $x_w(t)$ Eindringfront des Wassers [mm]
 $R(t)$ Retardationskoeffizient [-]

Der Retardationskoeffizient nimmt mit der Zeit zu und kann für die im Naxbergtunnel vorliegenden Wasseraufnahmephasen von 6 bis maximal 48 Stunden Dauer und die untersuchten Betonqualitäten mit $R = 0.55$ angenommen werden. Wird nun während einem Ereignis Wasser bis in 30 bis 40 mm eingetragen, bedeutet das, dass die mitgeführten Chloride 13 bis 18 mm Tiefe erreichen. Mangelhaft überdeckte Bewehrungsstäbe können somit durch ein einziges Ereignis aktiviert werden. Ein Grossereignis wird deshalb wie folgt definiert:

Grossereignis = Ereignis mit Tiefenwirkung der Wasseraufnahme 30 bis 40 mm.

Aus dieser Definition folgt, dass in den im Naxberg untersuchten Betonen mit durchschnittlicher Qualität 0 bis 3 Grossereignisse pro Winter stattgefunden haben.

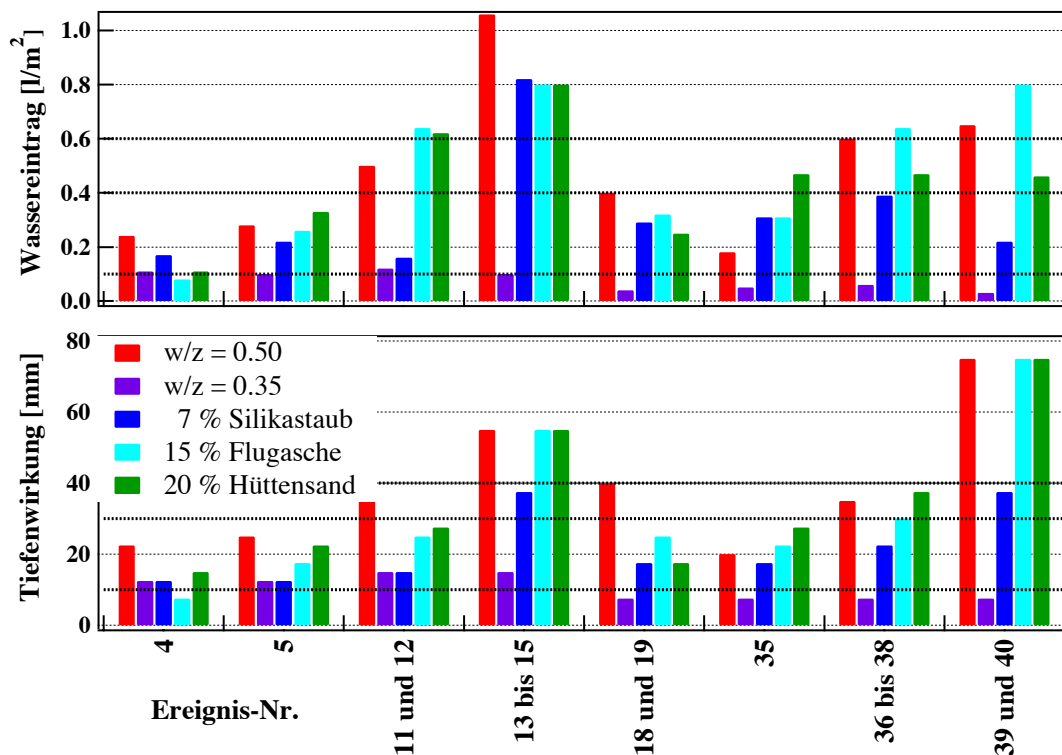


Bild 7.14: Wassereintrag und Tiefenwirkung der grösseren Ereignisse für alle Betone.

Die dazugehörige Wasseraufnahme fällt je nach Beton bzw. dessen kapillar füllbarem Porenvolumen und Porenradienverteilung unterschiedlich aus. Die Korrelationen zwischen der Wasseraufnahme während den festgestellten Ereignissen und der Tiefenwirkung sind in Bild 7.15 für die untersuchten Betone dargestellt. Sie wurden ohne die Ausreisser mit einer Tiefenwirkung von 75 mm gerechnet (37.5 mm beim Silikastaub). Diese gehören zu Ereignissen, wo der Beton in der vorderen Hälfte praktisch gesättigt war und Wasser nur noch zur hinteren Seite hin nachgesogen und umverteilt werden konnte. Aus dem Bild folgt, dass eine Tiefenwirkung von 30 bis 40 mm bei den Betonen mit Hüttensand und Flugasche sowie mit $w/z = 0.50$ etwa einer Wasseraufnahme von 0.4 bis 0.6 kg/m² entspricht. Beim Silikastaubbeton sind es 0.6 bis 0.85 kg/m² und beim Beton mit $w/z = 0.35$ müssten es etwa 0.25 bis 0.4 kg/m² sein. Die in diesem Beton maximal gemessenen Wasseraufnahmen lagen allerdings während der ganzen Untersuchungsperiode weit darunter (≤ 0.12 kg/m²).

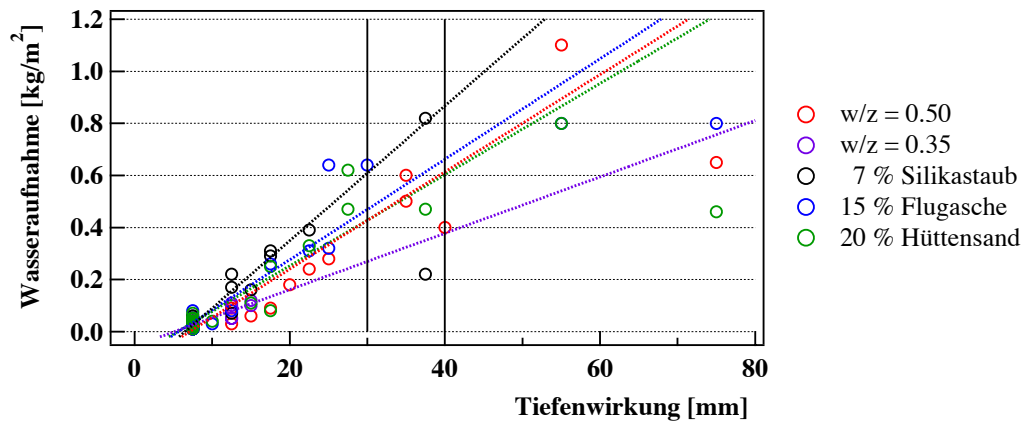


Bild 7.15: Korrelationen zwischen Wasseraufnahme und Tiefenwirkung für alle Betone.

Für Kleinereignisse wurde eine maximale Tiefenwirkung von 10 mm festgelegt:

Kleinereignis = Ereignis mit Tiefenwirkung ≤ 10 mm.

Kleinereignisse waren somit mit der vorhandenen Instrumentierung gerade noch feststellbar. Sie fanden grundsätzlich das ganze Jahr über statt und hatten meistens praktisch keinen feststellbaren Wassereintrag zur Folge ($< 0.05 \text{ kg/m}^2$). Die maximale Wasseraufnahme betrug in den untersuchten Betonen 0.10 kg/m^2 . Je Winter wurden 2 bis 5 Kleinereignisse festgestellt. Finden Kleinereignisse bei tiefen Temperaturen statt, ist es möglich, dass in den ersten rund 5 mm Chloride angesammelt werden.

Zwischen Klein- und Grossereignissen liegen die Ereignisse in einem *Übergangsbereich*. Mit Tiefenwirkungen von 10 bis 30 mm und Wasseraufnahmen von 0.1 bis 0.5 kg/m^2 können aber auch die Chlorideinträge bis 13 mm Tiefe zur Folge haben. Bisher wurden je Winter 1 bis 5 Ereignisse festgestellt, die dem Übergangsbereich zugeordnet werden können.

Insgesamt wurden in den drei Wintern jeweils 7 bis 8 Ereignisse mit einem totalen Wassereintrag von 0.3 bis 2.0 kg/m^2 festgestellt. Abhängig von der Betonqualität können sie Klein- oder Grossereignissen oder dem Übergangsbereich zugeordnet werden.

7.2.2 Geschwindigkeit und Dauer des Wassereintrags

Aus den Wasseraufnahmen in Abhängigkeit von der Zeit (Bilder 7.2 bis 7.4) kann die Geschwindigkeit der Wasseraufnahme während dem Haupteintrag grob abgeschätzt werden. In Bild 7.16 ist die Wasseraufnahmegeschwindigkeit und die dazugehörige Dauer des Eintrags für die verschiedenen Eintragsphasen und alle untersuchten Betone dargestellt. Vor allem die Betone mit Zusatzstoffen weisen bei Ereignissen mit mehreren Eintragsphasen einen ausgeprägten Wechsel von grossen Aufnahmegeschwindigkeiten (bis $0.030 \text{ kg/m}^2/\text{h}$) von eher kurzer Dauer (bis rund 12 h) und kleinen Aufnahmegeschwindigkeiten (unter 0.005 bis $0.010 \text{ kg/m}^2/\text{h}$) von langer Dauer (bis 48 h) auf. Da grössere Ereignisse aus zwei bis drei Eintragsphasen zusammengesetzt sind, sind die Geschwindigkeit der Wasseraufnahme und deren Dauer nicht geeignet als Kriterium zur Unterscheidung von grossen und mittleren Ereignis-

sen. Ausschliesslich kleine Aufnahmegeschwindigkeiten unter $0.005 \text{ kg/m}^2/\text{h}$ wurden im Beton mit $w/z = 0.35$ festgestellt.

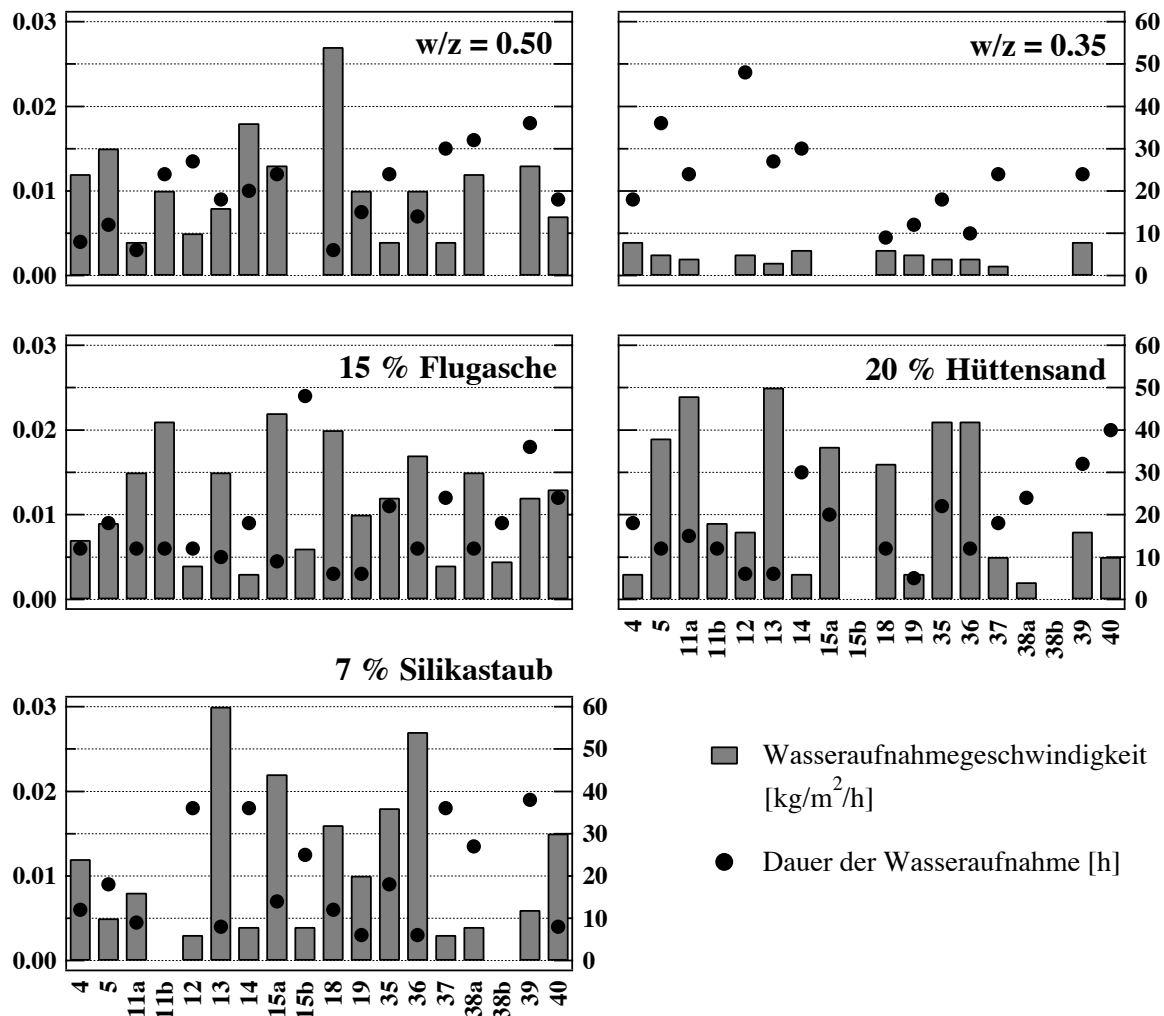


Bild 7.16: Wasseraufnahmegeschwindigkeit und dazugehörige Dauer der Aufnahme während den verschiedenen Eintragsphasen für alle Betone.

Verglichen mit den Wasseraufnahmegeschwindigkeiten, die im Labor mit Aufsaugversuchen an Bohrkernen bestimmt worden sind, sind diese Werte sehr klein (Kapitel 5.2). Sie sind aber nur unwesentlich tiefer als diejenigen, die aus den Aufsaugversuchen an den beschichteten Prismen resultierten (Kapitel 6.4). Die im ersten Versuch bestimmten Wasseraufnahmegeschwindigkeiten betrugen $0.065 \text{ kg/m}^2/\text{h}$ innerhalb der ersten 6 Stunden, $0.013 \text{ kg/m}^2/\text{h}$ ab 6 bis 30 Stunden und $0.005 \text{ kg/m}^2/\text{h}$ ab 30 bis 60 Stunden. Insbesondere die Geschwindigkeiten der Nachsaugphasen sind praktisch identisch. Im Vergleich zu den Platten im Naxberg war die Feuchtigkeit im Oberflächenbereich der Prismen zu Beginn der Aufsaugversuche tiefer. Im Gegensatz zu den Prismen lagen die Platten auch nicht direkt im Wasser.

7.2.3 Zusammenstellung der charakteristischen Merkmale und der Randbedingungen

Grenzwerte für die charakteristischen Merkmale von Gross- und Kleinereignissen sind in Tabelle 7.2 zusammengestellt. Die Langzeitwirkung umfasst die Zeit, welche es braucht, bis der Feuchtigkeitszustand im Beton wieder gleich ist wie vor dem Ereignis. Abgesehen von der Tiefenwirkung sind sämtliche charakteristischen Merkmale abhängig von der Betonqualität und von der Exposition und müssen demnach für abweichende klimatische Situationen und Betonqualitäten angepasst werden.

Die im Naxbergtunnel untersuchten Betone, mit w/z- bzw. w/B-Werten von 0.50, sind von durchschnittlicher Qualität. Die Auswirkung eines dichteren Gefüges wird durch den Beton mit w/z = 0.35 dokumentiert. Keine Daten sind vorhanden von einem poröseren Beton. Es ist aber davon auszugehen, dass Wasseraufnahme und Tiefenwirkung zunehmen und die Langzeitwirkung abnimmt. Das heisst, dass bei einem porösen Beton mehr Ereignisse den Grossereignissen und den Ereignissen des Übergangsbereichs zugeordnet werden müssen und zusätzlich weitere Kleinereignisse festzustellen sind.

Tabelle 7.2: Grenzwerte der charakteristischen Merkmale von Gross- und Kleinereignissen.

	Grossereignisse	Mittlere Ereignisse	Kleinereignisse
Tiefenwirkung [mm]	≥ 30 bis 40	ca. 10 bis 30	≤ 10
Wassereintrag [kg/m ²]	≥ 0.4 bis 0.8	ca. 0.1 bis 0.6	≤ 0.1
Dauer des gesamten Wassereintrags [Tage]	7 bis max. 10	1 bis 7	1 bis 3
Dauer der einzelnen Einträge [Stunden]	6 bis 48	6 bis 48	
Geschwindigkeit [kg/m ² /h]	0.003 bis 0.030	0.003 bis 0.030	≤ 0.005
Langzeitwirkung	1 bis 9 Monate	ca. 2 Wochen bis 1 Monat	1 bis 3 Tage
Anzahl je Winter *)	0 bis 3	1 bis 5	2 bis 5

*) im Naxberg, bei durchschnittlicher Betonqualität (w/z bzw. w/B = 0.50).

Die klimatischen Randbedingungen, die für das Auftreten der verschiedenen Ereignisse erfüllt sein müssen, sind in Tabelle 7.3 zusammengestellt. Zentrale Bedingung für ein Grossereignis ist eine sehr hohe Luftfeuchtigkeit bei tiefen Temperaturen über eine längere Zeit. Da die Luft unter diesen Verhältnissen kaum mehr Wasser aufnehmen kann, wird auch kaum mehr Wasser verdunstet an der Betonoberfläche und vorhandenes Wasser kann unbehindert durch kapillares Saugen aufgenommen werden.

Liegt die Lufttemperatur bei hoher Luftfeuchtigkeit über der Betontemperatur, sind Kondensationsbedingungen an der Betonoberfläche möglich, die für optimalen Nachschub für den Kapillartransport sorgen. Diese Situationen entstehen vor allem bei Anstiegen der Lufttemperatur, da der Anstieg der Betontemperatur verzögert erfolgt (Kapitel 7.1.5).

Tabelle 7.3: Klimatische Randbedingungen für das Auftreten von Gross- und Kleinereignissen.

	Grossereignisse	Mittlere Ereignisse	Kleinereignisse
Relative Luftfeuchtigkeit	> 80 bis 90 %, nahezu 100 % über eine längere Zeit	> 80 bis 100 %	100 % wird kaum oder nur für sehr kurze Zeit erreicht
Betontemperatur [°C]	$-4 \leq T_{\text{Beton}} \leq +3$	$-4 \leq T_{\text{Beton}} \leq +3$	$-4 \leq T_{\text{Beton}} \leq +6$
Lufttemperatur	$T_{\text{Luft}} > T_{\text{Beton}}$	$T_{\text{Luft}} < T_{\text{Beton}}$	$T_{\text{Luft}} < T_{\text{Beton}}$
Temperaturanstieg	ja	nein	nein
Wasserangebot	vorhanden	vorhanden	vorhanden

Die klimatischen Randbedingungen sind notwendig aber noch nicht hinreichend, dass ein Ereignis eintritt. Ob ein Ereignis eintritt bzw. wie gross dessen Auswirkungen auf den Wassergehalt sind und welche Tiefenwirkung es hat, hängt auch von der Betonqualität und von den Feuchtigkeitsverhältnissen im Beton vor dem Ereignis ab. Es ist eine Betrachtung des ganzen Systems Umgebung – Beton erforderlich (Bild 7.17 und Bild 1.2).

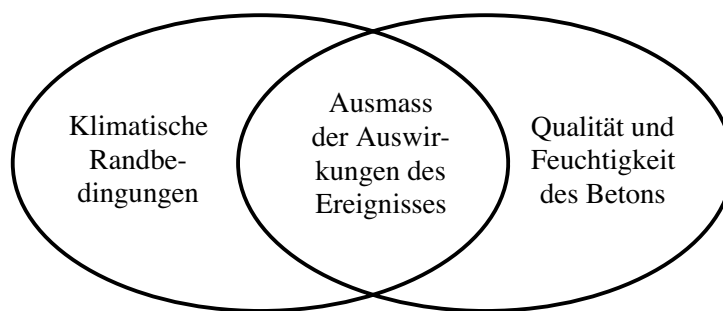


Bild 7.17: Das System Umgebung – Beton für die Beurteilung des Wasserhaushalts im Beton.

7.2.4 Auswirkungen der Ereignisse auf den Chloridgehalt

Basierend auf den Angaben in Tabelle 7.2 sind in Tabelle 7.4 die Auswirkungen der definierten Ereignisse bezüglich Menge und Tiefe auf den Chloridgehalt zusammengestellt. Es wurden folgende Annahmen getroffen:

- 1 %-, 3 %- und 5 %-ige NaCl-Lösung
- Ausgehend von der mittleren Eindringtiefe des Wassers wurde mit einem Retardationsfaktor von $R = 0.55$ die mittlere Eindringtiefe der Chloride bestimmt.
- Für die Umrechnung des Chloridgehalts in M%/Zement wurde ein Zementgehalt von 300 kg/m^3 angenommen.

Tabelle 7.4: Auswirkungen der definierten Ereignisse auf den Chloridgehalt im Beton.

	Grossereignisse	Mittlere Ereignisse	Kleinereignisse
Wassereintrag $[\text{kg/m}^2]$	≥ 0.4 bis 0.8	ca. 0.1 bis 0.6	≤ 0.1
Mittlere Eindringtiefe des Wassers $[\text{mm}]$	≥ 30 bis 40	ca. 10 bis 30	≤ 10
Mittlere Eindringtiefe der Chloride $[\text{mm}]$	13 bis ≥ 18	4 bis 13	≤ 4
Eingetragene Chloride *) $[\text{g/m}^2]$	2.4 bis 4.8 7.2 bis 14.4 12.0 bis 24.0	0.6 bis 3.6 1.8 bis 11.0 3.0 bis 18.0	≤ 0.6 ≤ 1.8 ≤ 3.0
Eingetragene Chloride $[\text{M\%/Zement}]$	Annahme: homogen verteilt auf 15 mm 0.05 bis 0.11 0.16 bis 0.32 0.27 bis 0.53	Annahme: homogen verteilt auf 7 mm 0.03 bis 0.17 0.09 bis 0.52 0.14 bis 0.86	Annahme: homogen verteilt auf 3 mm ≤ 0.07 ≤ 0.20 ≤ 0.33

*) 1 %-, 3 %- und 5 %-ige NaCl-Lösung.

In den Kapiteln 6.1 und 6.5 wurde der Chloridgehalt des Wassers aus den Daten des Winterdienstes sowie aus Analysen von Schnee- und Wischproben abgeschätzt. Es resultierten Werte zwischen 1 bis 3 % NaCl pro Liter. Dieselben Grössenordnungen fanden [5, 119]. In der Folge werden deshalb die Chloridgehalte, die unter der Annahme von 3 %-iger NaCl-Lösung resultierten weiterbetrachtet.

Mit Grosseignissen und Ereignissen aus dem Übergangsbereich können somit innerhalb von nur gut einer Woche Chloride in Mengen von 0.1 bis 0.5 M%/Zement bis in Tiefen von 7 bis 15 mm eingetragen werden. Dies wird durch die Korrosionsstrommessungen bestätigt. Viele der nur 10 mm überdeckten elektrisch isolierten Stäbe wurden bereits im ersten Winter initiiert. Bei Kleinereignissen beträgt der Eintrag ebenfalls bis zu 0.2 M%/Zement, er beschränkt sich jedoch auf eine dünne Oberflächenzone von etwa 3 mm.

Zur Überprüfung der Abschätzungen wurde der bisherige Chlorideintrag, wie er aus den Analysen von Bohrkernen und -mehl bestimmt wurde herangezogen (Kapitel 6.5). Tabelle 7.5 enthält neben den Resultaten aus den Analysen die aus den gesamten Wasseraufnahmen mit 3 %-iger NaCl-Lösung bestimmten Chloridgehalte und Bild 7.18 zeigt deren Vergleich.

Tabelle 7.5: Gesamtchloridgehalte aus den Analysen sowie aus den Berechnungen mit 3 %-iger NaCl-Lösung.

		Gesamtchloridgehalt [M%/Zement]				
		w/z = 0.50	w/z = 0.35	7 % Silikastaub	15 % Flugasche	20 % Hüttensand
Analyse	April 2002	108.6	58.3	61.8	92.0	ca. 100
	Mai 2003	129.3	50.6	91.7	115.7	ca. 92.0
	Zuwachs 02/03	20.7	---	29.9	23.7	---
berechnet	Winter 00/01	14.0	6.8	9.9	10.1	12.2
	Winter 01/02	36.2	5.8	24.1	34.9	32.8
	Winter 02/03	28.1	2.3	17.8	31.5	26.3
	Ganze Periode	78.3	14.9	51.8	76.5	71.3

Folgendes lässt sich feststellen:

- Wird der gesamte Chloridgehalt im April 2002 und im Mai 2003 betrachtet, ergibt die Rechnung 45 bis 65 % der Analyse.
- Stark unterschätzt wird der Chloridgehalt beim Beton mit w/z = 0.35. Rechnerisch wurden nur 22 % (April 2002) bzw. 30 % (Mai 2003) ermittelt.
- Im Winter 02/03 liegt der rechnerisch bestimmte Zuwachs 30 bis 35 % über dem aus den Chloridanalysen bestimmten Eintrag (w/z = 0.50 und Flugaschebeton). Dies könnte darauf zurückzuführen sein, dass für die Umrechnung der Zusammenhang zwischen Wassergehalt und Leitfähigkeit für chloridfreien Beton verwendet wurde, obwohl in diesen beiden Betonen zu Beginn des Winters bereits ein Chloridgehalt von 1.0 bis 1.5 M%/Zement bis in eine Tiefe von 20 mm vorhanden war.
- Beim Silikastaubbeton liegt der rechnerisch ermittelte Zuwachs 40 % unter demjenigen, der aus den Chloridanalysen folgt. Mit der Umrechnung wird der Chlorideintrag in dichtere Betone offenbar unterschätzt (vgl. auch w/z = 0.35).
- Die rechnerisch bestimmten Chlorideinträge sind für den 2. und 3. Winter ähnlich und stimmen insgesamt recht gut mit den Analysen überein. Das weist auf realistische Werte hin.

Die Unterschätzung des Chlorideintrags ist vermutlich auf die ungenügende Erfassung der Kleinereignisse zurückzuführen (Anzahl und Ausmass), die sich vor allem in den äussersten 5 bis 10 mm auswirken. Dies würde auch die Unterschätzung in die dichteren Betone erklären, bei denen der Anteil der Kleinereignisse an allen Ereignissen grösser ist. Auch die Anreicherung von poröserem Zementstein an der Oberfläche führt zu einer Unterschätzung des Wassereintrags.

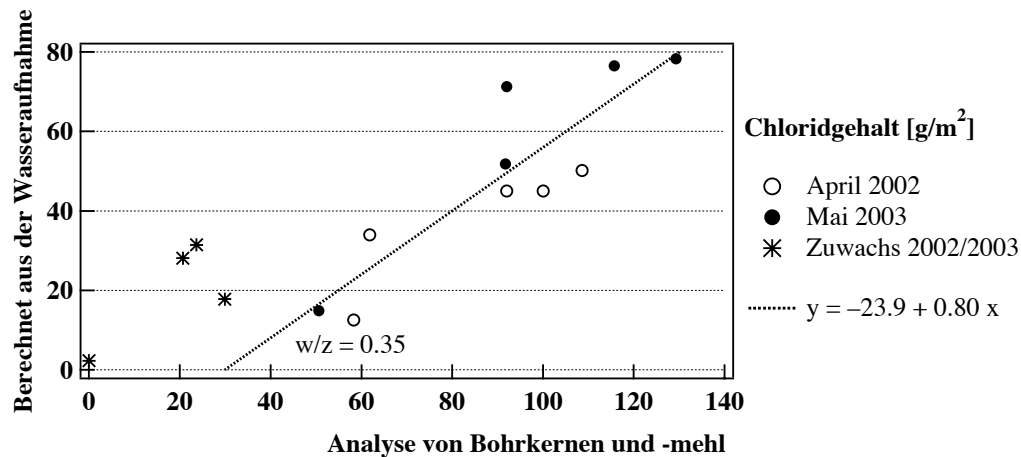


Bild 7.18: Vergleich der rechnerisch bestimmten Chloridgehalte mit den Resultaten der Chloridanalysen von Bohrkernen.

In Anbetracht der vielen Annahmen bei der Umrechnung der gemessenen elektrischen Widerstände in den Wassergehalt, der Unsicherheit über den Chloridgehalt des Spritzwassers und der vorhandenen Streuungen bei den Betoneigenschaften fällt der Vergleich zwischen Rechnung und Analyse bei den Betonen mit w/z - bzw. w/B -Wert = 0.50 insgesamt gut aus.

Die in der Tabelle 7.4 zusammengestellten Werte können somit verwendet werden, um die Randbedingungen für die durch Diffusion erfolgende Umverteilung der Chloride zu formulieren.

8 Modellbildung für die Chlorid-aufnahme

8.1 Neues Modell für den Aufbau von Profilen

Mit den vorliegenden Erkenntnissen kann nun der Aufbau von Chloridprofilen unter einer wechselnden Spritzwasserbeanspruchung, wie sie im Naxbergtunnel vorhanden ist, wie folgt modelliert werden (Bild 8.1):

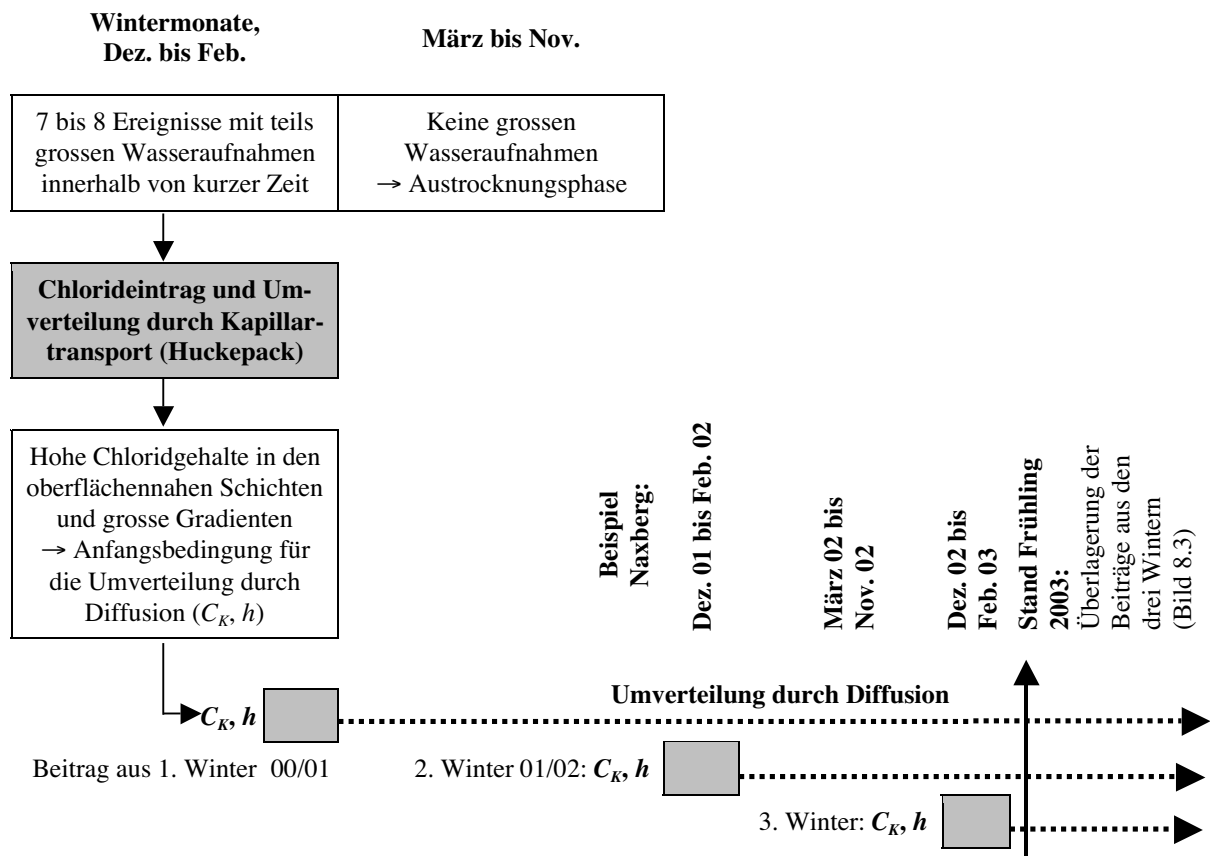


Bild 8.1: Modell für den Aufbau von Chloridprofilen unter wechselnder Spritzwasserbeanspruchung (Variante 1).

Mit den Angaben in Tabelle 7.4 sowie einer Annahme über die Anzahl zu erwartender Gross- und Kleinereignisse innerhalb eines Winters lässt sich die Chloridmenge abschätzen, die über Kapillartransport eingetragen wird. Diese Abschätzung wird benützt als Anfangsbedingung für die Berechnung der Umverteilung durch Diffusion.

Um dem beschränkten Chloridangebot für die Umverteilung Rechnung zu tragen, muss die Anfangsbedingung zur Lösung der Differenzialgleichung für die Diffusion (2.3; 2. Fick'sches Gesetz) angepasst werden und es resultiert die Lösung (8.1) [70].

$$\frac{\partial c(x,t)}{\partial t} = D \frac{\partial^2 c(x,t)}{\partial x^2} \quad \text{Gleichung (2.3)}$$

$$\text{Anfangsbedingung: } \begin{array}{lll} c = C_K & \text{für } 0 < x < h & \text{und} \\ c = 0 & \text{für } x > h & \text{zur Zeit } t = 0 \end{array}$$

$$c(x,t) = \frac{1}{2} C_K \left[\operatorname{erf} \frac{h-x}{2\sqrt{D_{\text{eff}} t}} + \operatorname{erf} \frac{h+x}{2\sqrt{D_{\text{eff}} t}} \right] \quad \text{Lösung (8.1)}$$

mit $c(x,t)$ Chloridkonzentration in Tiefe x zur Zeit t [M%/Zement]
 C_K Chloridkonzentration aus dem Kapillartransport [M%/Zement]
 D_{eff} Diffusionskoeffizient [m^2/s]
 h Tiefe des Chlorideintrags aus der Winterphase [m]
 x Abstand von der Oberfläche [m]
 t Zeit [s]

Die Auswirkung der Umverteilung von drei Grossereignissen durch Diffusion während 9 Monaten wird mit Bild 8.2 illustriert. Als Diffusionskoeffizient wurde der im Alter von 360 Tagen beim Beton mit $w/z = 0.50$ bestimmte Migrationskoeffizient verwendet [83].

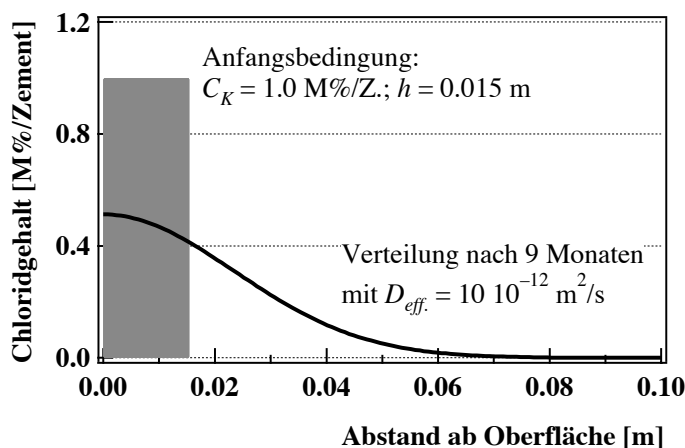


Bild 8.2: Umverteilung des Chlorideintrags aus 3 Grossereignissen innerhalb von 9 Monaten.

In Tabelle 8.1 sind die Anfangsbedingungen für die Berechnung der Umverteilung zusammengestellt, wie sie aus der Abschätzung der Chlorideinträge durch Kapillartransport

während der Beobachtungsperiode von November 2000 bis April 2003 hervorgehen. Ergänzt wurden vereinfachte Anfangsbedingungen, bei denen die Chlorideinträge der verschiedenen Ereignisse innerhalb desselben Winters zusammengefasst und auf eine einheitliche Eindringtiefe von 10 mm verteilt wurden. Die Umverteilung vorhandener Chloride durch Kapillartransport während den Eintragsphasen im Winter führt bereits zu einem gewissen Ausgleich der Konzentration im Oberflächenbereich. Die vereinfachten Anfangsbedingungen entsprechen damit der Realität eher besser.

Tabelle 8.1: Aus den Chlorideinträgen durch Kapillartransport bestimmte Anfangsbedingungen für die Berechnung der Umverteilung.

Winter	Chlorideintrag durch Ereignisse (Kapillartransport)		Vereinfachte Anfangsbedingung (mittlere Eindringtiefe)	
	Chlorid- konzentration C_K [M%/Zem.]	Eindringtiefe h [m]	Chlorid- konzentration C_K [M%/Zem.]	Eindringtiefe h [m]
2000/2001	1.6	0.003	1.0	0.010
	1.2	0.007		
2001/2002	1.8	0.003	1.75	0.010
	1.0	0.015		
2002/2003	1.9	0.003	1.5	0.010
	0.9	0.007		
	0.7	0.015		

Mit den in Tabelle 8.1 zusammengestellten Anfangsbedingungen wurden die Chloridprofile 2002 und 2003 für die Platte mit $w/z = 0.50$ berechnet. Als Diffusionskoeffizient wurde wiederum der Migrationskoeffizient im Alter von 360 Tagen gewählt.

Die Umverteilung der Chlorideinträge aus den drei Wintern wurde ohne gegenseitige Beeinflussung, einzeln für die jeweils betrachteten Zeitpunkte berechnet und aufsummiert (Bild 8.1). Diese unabhängige Ermittlung des Beitrags jedes einzelnen Winters für einen bestimmten Zeitpunkt ist möglich, solange der Diffusionskoeffizient von der Chloridkonzentration unabhängig ist. Dies ist aber eine Voraussetzung für die Differenzialgleichung (2.3) (Kapitel 2.3.3).

In Bild 8.3 sind die berechneten Chloridverteilungen jeweils für den Frühling und den Herbst zusammengestellt. Eingetragen sind auch die Chlorideinträge durch Kapillartransport in den drei Winterphasen sowie die Resultate der Chloridanalysen. Die Übereinstimmung Rechnung – Analyse ist recht gut. Das Modell erfasst somit im Wesentlichen den Chlorideintrag unter wechselnder Spritzwasserbeanspruchung. Die Resultate einer weiteren Berechnung unter der Anwendung der vereinfachten Anfangsbedingungen fielen nur unwesentlich anders aus.

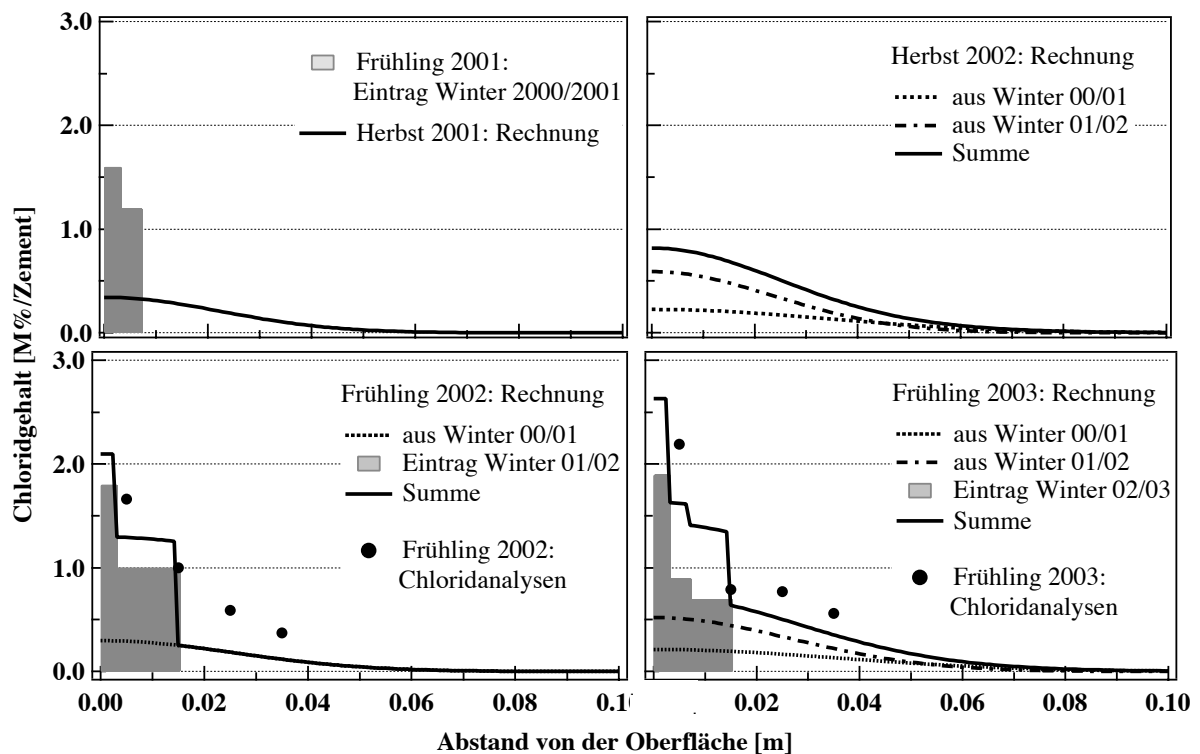


Bild 8.3: Aufbau des Chloridprofils im Naxberg (Platte mit $w/z = 0.50$), Vergleich Rechnung und Analyse.

In Bild 8.4 ist die Extrapolation auf 5 und 20 Jahre für einen durchschnittlichen und einen guten Beton dargestellt und Tabelle 8.2 enthält die Annahmen für die Berechnung. Um die geringere Wasseraufnahme durch Kapillartransport in einen guten Beton zu berücksichtigen, wurde der jährliche Chlorideintrag für diesen Fall mit 50 % des Eintrags in den durchschnittlichen Beton ($w/z = 0.50$), mit einer Eindringtiefe h von 3 mm angenommen. Weiter wurden für die Diffusionskoeffizienten rund 30 % der im Labor bestimmten Migrationskoeffizienten eingesetzt, um die Reduktion der Diffusion infolge des nicht gesättigten Betons zu berücksichtigen [77, 163].

Tabelle 8.2: Annahmen für die Berechnung der Extrapolation in Bild 8.4.

	Jährlicher Chlorideintrag durch Kapillartransport		Mittlerer Diffusionskoeffizient ca. 30 % des im Labor bestimmten Migrationskoeffizienten [m^2/s]
	Konzentration C_K [M%/Zement]	Eindringtiefe h [mm]	
$w/z = 0.50$	1.2	10	$3 \cdot 10^{-12}$
$w/z = 0.35$	2.0	3	$1.8 \cdot 10^{-12}$

Die Extrapolation ergibt nach 5 Jahren einen Chloridgehalt von 0.15 ($w/z = 0.35$) bzw. 0.45 M%/Zement ($w/z = 0.50$) in einer Tiefe von 40 mm. Nach 20 Jahren beträgt er bereits 1.2 bzw. 2.5 M%/Zement und in 80 mm Tiefe 0.25 bzw. 0.75 M%/Zement. An vergleichbaren Expositionen wurden ähnliche Chloridprofile gefunden. Während im Beton mit durch-

schnittlicher Qualität der Chloridgehalt in 40 mm Tiefe mit 0.45 M%/Zement bereits nach 5 Jahren eine kritische Höhe erreicht, ist dies im Beton mit $w/z = 0.35$ erst nach rund 10 Jahren der Fall. Dies scheint realistisch zu sein. Die Umverteilungen im Oberflächenbereich werden mit dem Modell allerdings nicht optimal abgebildet und die resultierenden Profile sind eher etwas zu flach.

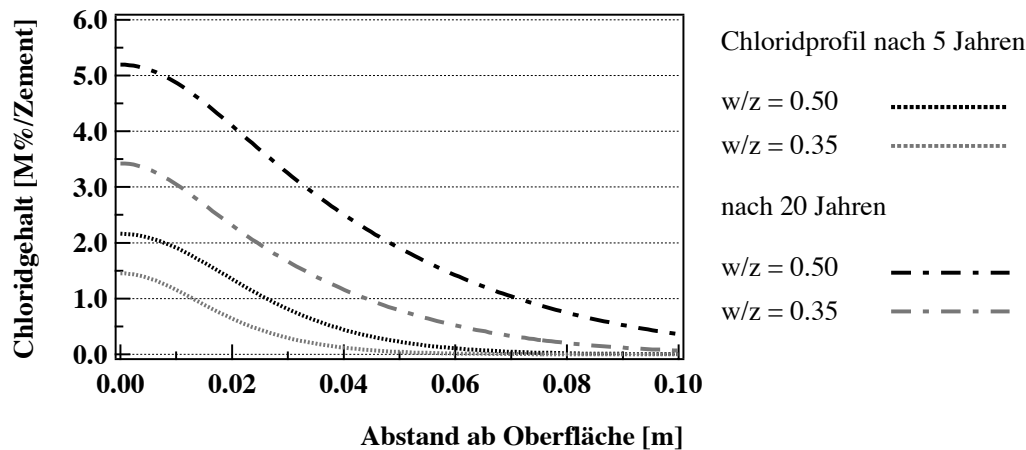


Bild 8.4: Extrapolation für einen guten und einen durchschnittlichen Beton für 5 und 20 Jahre.

Zwei weitere Überlagerungsmodelle wurden getestet:

- *Variante 2:*
Nach jedem Winter wird die Anfangsbedingung für die Diffusion während den darauf folgenden Monaten aus den Beiträgen des direkt vorangegangenen Winters durch Kapillartransport und des vorangegangenen Jahrs nach der Umverteilung durch Diffusion wieder neu bestimmt.
- *Variante 3:*
Umverteilt wird nur der Beitrag des direkt vorangegangenen Winters. Die früheren Beiträge werden „eingefroren“ und summiert.

Für die Berechnung der Chloridprofile 2002 und 2003 spielt es keine grosse Rolle, welche der drei Varianten für die Überlagerung gewählt wird. Die Resultate unterscheiden sich nur wenig. Die Extrapolation hingegen fällt sehr unterschiedlich aus.

Bei der Variante 2 gehen die Chloride, die bereits tiefer eingedrungen sind, bei jeder neuen Berechnung verloren. Bereits nach 5 Jahren wird eine Art „Gleichgewichtszustand“ erreicht, der sich trotz neuen Einträgen nicht mehr verändert. Um dies zu vermeiden, müsste bei dieser Variante ein mit der Zeit zunehmender und mit zunehmender Tiefe abnehmender „Grundpegel“ mit berücksichtigt werden.

Variante 3 vernachlässigt die Diffusion in grössere Tiefen. Dies führt zu einer zu hohen Oberflächenkonzentration und zu einer Unterschätzung des Chloridgehalts in grösseren Tiefen.

Die in der Praxis ablaufende Umverteilung wird somit mit den Varianten 2 und 3 nicht besser erfasst. Mit der Variante 1 (Bild 8.1) liegt eine zwar sehr rudimentäre, aber im Grundprinzip korrekte Modellrechnung vor. Sie bildet eine gute Basis und wichtige, bei den vorliegenden Berechnungen vernachlässigte Aspekte können zur Verbesserung der Ergebnisse problemlos berücksichtigt werden. Zum Beispiel:

Einflüsse auf die Umverteilung

Die Umverteilung wird stark überschätzt, wenn ein homogener Prozess in gesättigtem Material zu Grunde gelegt wird. Die Bedingungen für die Diffusion ändern sich dauernd:

- Der Diffusionskoeffizient nimmt mit abnehmendem Wassergehalt ab. Untersuchungen mit nicht gesättigtem Mörtel ergaben im Vergleich zu gesättigten Proben um einen Faktor 3 bis 4 kleinere Diffusionskoeffizienten bei 85 bzw. 65 % relativer Luftfeuchtigkeit [77, 163]. Während der Umlagerungsphase weist der Beton eine ausgeprägte Feuchtigkeitszunahme von aussen nach innen auf, und die Diffusionsgeschwindigkeit nimmt somit von innen nach aussen ab. Dies führt dazu, dass die Chloride, die durch Kapillartransport eingetragen und im Oberflächenbereich angereichert worden sind, gerade im Oberflächenbereich langsamer umverteilt werden. Mit der globalen Reduktion des Migrationskoeffizienten für die Berechnung der Extrapolation in Bild 8.4 wurde dieser Einfluss nur sehr ungenau berücksichtigt.
- Chloride werden teilweise an den Zementstein gebunden und stehen damit nicht mehr für den Diffusionsprozess zur Verfügung [5]. Dadurch wird die Umverteilung im gesamten Querschnitt gebremst.
- Mit zunehmendem Alter nimmt der Diffusionskoeffizient ab [82]. Dieser Effekt führt bei der Betrachtung von langen Zeiträumen zu einer Verlangsamung der Umverteilung.

Alle diese Einflüsse haben bei ihrer Berücksichtigung bei der Berechnung steilere Profile zur Folge.

Einflüsse auf den Eintrag durch Huckepacktransport

Der Chlorideintrag per Huckepacktransport bzw. die Anfangsbedingung für die Umverteilung muss unter Berücksichtigung der Haupteinflüsse der jeweiligen Situation angepasst werden:

- das Aufsaug- und Austrocknungsverhalten des Betons
- die zu erwartende Witterung, auf Grund von Klimadaten (Tageswerte).

Daraus kann die Anzahl zu erwartender Ereignisse je Winterphase und deren Ausmass abgeschätzt werden. Da chloridhaltiger Beton langsamer austrocknet, werden die Wasseraufnahmen und damit das Ausmass der Einträge durch Kapillartransport mit der Zeit abnehmen.

Die vielfach bei derartiger Exposition festgestellte Abnahme des Chloridgehalts zur Oberfläche hin, wird mit dem Modell vorerst nicht erfasst. Sie entsteht vermutlich durch eine Umverteilung durch Kapillartransport im Oberflächenbereich (Kapitel 7.1.5).

8.2 Rückrechnung von Profilen

Bestehende Modelle für die Prognose des Chlorideintrags basieren meist auf der Diffusion als einzigem Transportmechanismus, und für die Lösung des 2. Fick'schen Gesetzes für die Diffusion (2.3) werden oft die Rand- und Anfangsbedingungen angenommen, die zur Lösung (2.16) führen (Kapitel 2.3.3):

$$\begin{array}{llll} \text{Randbedingung:} & c = C_0 & \text{für } x = 0 & \text{und } t \geq 0 \\ \text{Anfangsbedingung:} & c = 0 & \text{für } x > 0 & \text{und } t = 0 \end{array}$$

$$c(x, t) = C_0 \operatorname{erfc} \left[\frac{x}{2\sqrt{D_{\text{eff}} t}} \right] \quad \text{Lösung (2.16)}$$

Um die zukünftige Entwicklung vorhandener Chloridprofile zu prognostizieren werden mit Hilfe der Methode der kleinsten Fehlerquadrate die Oberflächenkonzentration C_0 und der effektive Diffusionskoeffizient D_{eff} der vorhandenen Profile bestimmt und mit diesen Kennwerten, in die Lösung (2.16) eingesetzt, die Chloridprofile für beliebige Zeitpunkte berechnet.

Die Profile, die im April 2002 und im Mai 2003 aus den Chloridanalysen resultierten, wurden ebenfalls zurückgerechnet. In den Bildern 8.5 und 8.6 sind die Resultate für alle Betone zusammengestellt. Bild 8.5 zeigt für beide Zeitpunkte die gerechneten Chloridprofile zusammen mit den Messdaten. Die Werte der bestimmten Oberflächenkonzentrationen und der effektiven Diffusionskoeffizienten sind ebenfalls im Bild ergänzt. In Bild 8.6 ist ein Vergleich der in unterschiedlichem Alter im Migrationsversuch bestimmten Migrationskoeffizienten mit den effektiven Diffusionskoeffizienten aus der Rückrechnung dargestellt. Folgendes ist feststellbar:

- Der rechnerisch aus den Chloridprofilen bestimmte effektive Diffusionskoeffizient nach 1.5 bzw. 2.5 Jahren ist um einen Faktor 3 bis 8 kleiner als der im Labor im Alter von 360 Tagen bestimmte Migrationskoeffizient [82, 137].
- Der rechnerisch bestimmte Diffusionskoeffizient nimmt mit zunehmender Zeit ab, die Oberflächenkonzentration eher zu. Dies wurde auch andernorts festgestellt [82, 118].
- Der rechnerisch bestimmte Diffusionskoeffizient ist in der weiter oben liegenden Platte kleiner als in der untersten Platte.

Die kleinen effektiven Diffusionskoeffizienten sind im vorliegenden Fall eine Folge der für die Lösung der Differenzialgleichung angenommenen Randbedingung. Diese setzt eine konstante Oberflächenkonzentration und damit einen konstant vorhandenen Nachschub von Chloriden voraus. Sie wird nur erfüllt bei Bauteilen, die permanent in chloridhaltigem Wasser eingetaucht sind. Im Naxbergtunnel wird die Bildung der Chloridprofile jedoch im Wesentlichen durch den schnellen Chlorideintrag in die oberflächennahen Schichten mittels Kapillarttransport während den grossen Wasseraufnahmen geprägt. Diese schnellen Einträge haben einen steilen Chloridgradienten und hohe Chloridkonzentrationen in den äusseren Schichten zur Folge, die während der anschliessenden Umverteilung abgebaut werden. Nur die Umverteilung erfolgt durch Diffusion, wobei die hohen Chloridkonzentrationen in den vorderen Schichten abgebaut werden. Die Randbedingung der konstanten Oberflächenkonzentration wird somit nicht erfüllt. Die Rückrechnung von Profilen aus derartigen Expositionen mit

Spritzwasserbeanspruchung mit Lösung (2.16) muss damit zu rechnerischen Diffusionskoeffizienten führen, die zu klein sind.

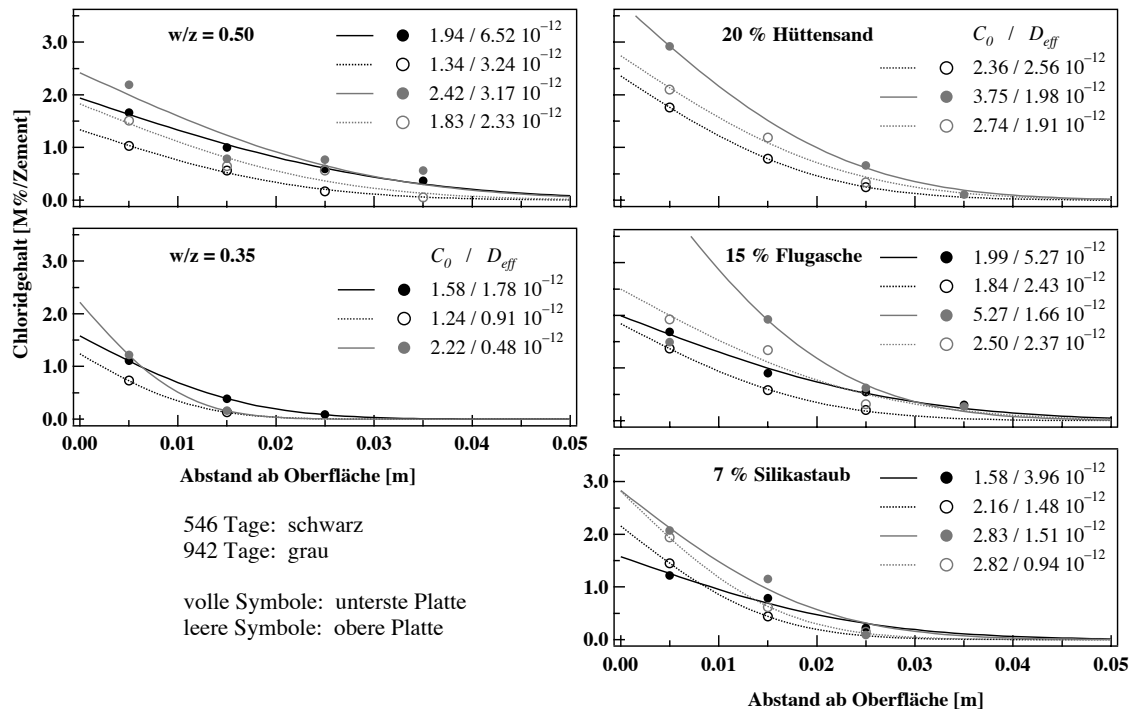


Bild 8.5: Zurückgerechnete Chloridprofile unter der Annahme von reiner Diffusion.

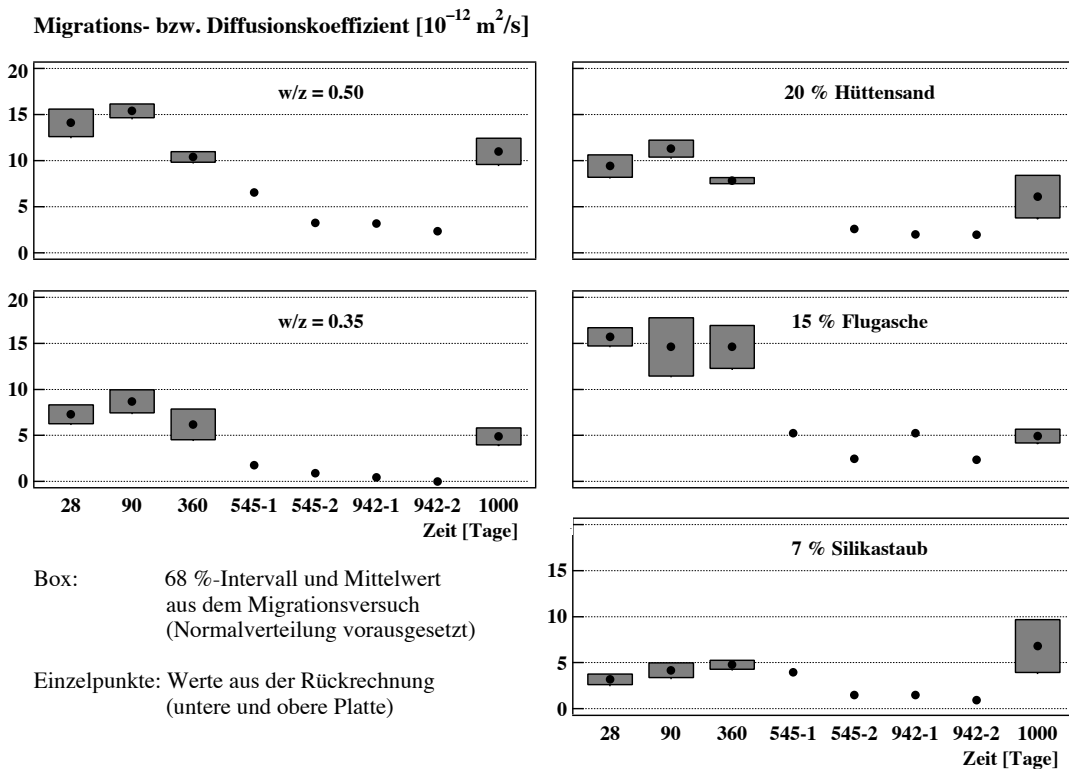


Bild 8.6: Migrationskoeffizienten in unterschiedlichem Alter aus dem Migrationsversuch nach [58] sowie effektive Diffusionskoeffizienten aus der Rückrechnung von Chloridprofilen nach 1.5 und 2.5 Jahren.

Ausgehend von den Resultaten der Rückrechnung wurden für den $w/z = 0.50$ die Chloridprofile für 5 und 20 Jahre gerechnet und in Bild 8.7 dargestellt. Die Extrapolation ergibt nach 5 Jahren einen Chloridgehalt von 0.50 bis 0.75 M%/Zement in 40 mm Tiefe. Das neue Modell ergab 0.45 M%/Zement. Nach 20 Jahren beträgt der Chloridgehalt in dieser Tiefe mit 1.3 M%/Zement rund die Hälfte des Werts der mit dem neuen Modell resultierte. Die Extrapolation der Rückrechnung des Profils 2003 ergibt infolge des kleineren effektiven Diffusionskoeffizienten ab einer Tiefe von 20 bis 40 mm tiefere Chloridgehalte wie die Extrapolation des Profils 2002. Umgekehrt ist es im Oberflächenbereich. Dieser Effekt wird durch das Modell der Rückrechnung von Chloridprofilen verursacht, mit dem der Kapillartransport von Chloriden nicht erfasst wird. Besonders für kurze Beobachtungsperioden und zur Beurteilung von Neubauten im Hinblick auf den Chlorideintrag ist es deshalb ungeeignet.

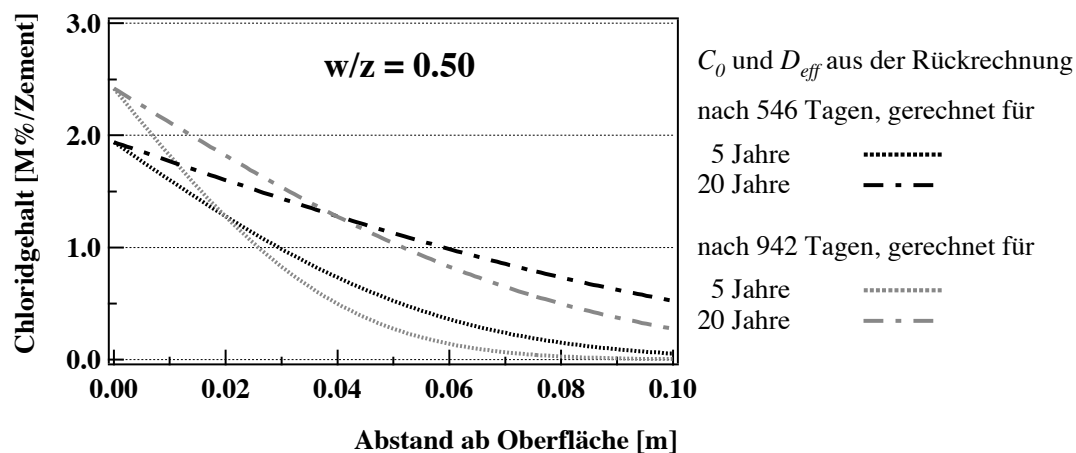


Bild 8.7: Chloridprofile nach 5 und 20 Jahren, auf der Basis der Rückrechnung. Die Probeentnahmestellen für die Analysen 2002 bzw. 2003 lagen knapp 10 cm auseinander.

Bauteile die permanent in chloridhaltiges Wasser eingetaucht sind, und bei denen die Randbedingung der konstanten Oberflächenkonzentration korrekt ist, gibt es beispielsweise in Solebädern. Bild 8.8 zeigt die zurückgerechneten Chloridprofile von 8-jährigen Schleuderbetonstützen. Mit Ausnahme eines Bohrkerns wurden alle anderen aus dem Wasserbereich entnommen. Nur vom ersten Wasserkontakt bis zur Sättigung des Betons wurden Chloride per Kapillartransport eingetragen. Danach erfolgte der Chlorideintrag ausschliesslich über Diffusion. Bei der Analyse der Profile nach 8 Jahren kann damit von reiner Diffusion in gesättigtem Beton ausgegangen werden.

Entsprechend sind die Werte der bestimmten effektiven Diffusionskoeffizienten mit 1.5 bis $6.0 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ realistisch für die anzunehmende Qualität von Schleuderbetonstützen (vgl. $w/z = 0.35$ und Beton mit Silikastaub).

Der Variationskoeffizient betrug bei der Bestimmung des Chloridmigrationskoeffizienten im Labor 0.05 bis 0.22, bei den rechnerisch bestimmten effektiven Diffusionskoeffizienten der Stützen beträgt er 0.4. Da die fünf Profile aus drei verschiedenen Stützen stammen, ist eine Streuung der Kennwerte in dieser Größenordnung ebenfalls realistisch. Insbesondere da im vorliegenden Fall eine inhomogene Stützenqualität bemängelt wurde.

Die Oberflächenkonzentration der Unterwasser-Profile, die in diesem Fall konstant angenommen werden darf, wurde mit 2.6 bis 3.6 M%/Zement bestimmt.

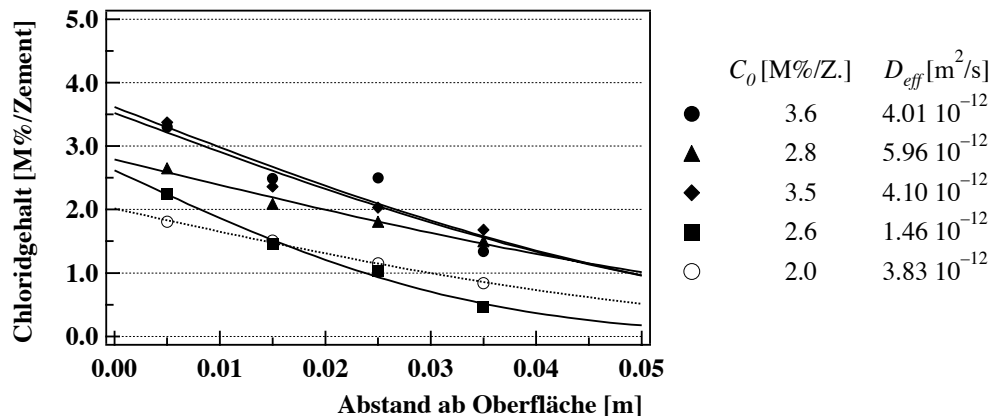


Bild 8.8: Zurückgerechnete Chloridprofile aus 8-jährigen Schleuderbetonstützen in einem Solebad.
 Volle Symbole: Bohrkern aus dem Wasserbereich
 Leere Symbole: Bohrkern aus dem Bereich oberhalb des Wasserspiegels

Die Chloridprofile, die im Aufsaugversuch mit 3 %-iger NaCl-Lösung entstanden, wurden ebenfalls nachgerechnet. Erwartungsgemäss resultierten zu grosse „effektive Diffusionskoeffizienten“, da in diesem Fall die Chloride ausschliesslich durch den schnellen Kapillarttransport eingetragen wurden und der Nachschub an Chloriden im Aufsaugversuch gewährleistet wird. Im Vergleich zu den Stützen im Solebad wurde nur die sehr kurze Beobachtungsperiode zu Beginn betrachtet, die nicht durch Diffusion geprägt wird. Tabelle 8.3 enthält die bestimmten „Diffusionskoeffizienten“ und Oberflächenkonzentrationen nach 12 Stunden, 5 und 10 Tagen. Gemessen wurde bei 20 °C.

Tabelle 8.3: „Effektiver Diffusionskoeffizient“ und Oberflächenkonzentration aus der Rückrechnung von Chloridprofilen aus Aufsaugversuchen mit Bohrkernen.

Zeit [h]	„Diffusionskoeffizient“ [$10^{-10} m^2/s$]	Oberflächenkonzentration [M%/Zement]
12	100.3	0.89
120	14.2	1.70
240	6.9	1.78

8.3 Vergleich der Modelle

Der Chlorideintrag bei wechselnder Spritzwasserbeanspruchung wird durch zwei Transportmechanismen stark geprägt (Kapitel 7.1.5):

- schneller Eintrag durch Kapillartransport (Huckepack)
- schnelle Umverteilung durch Kapillartransport
- langsame Umverteilung durch Diffusion.

Für derartige Expositionen kann der Chlorideintrag mit den auf reinen Diffusionsvorgängen basierenden Modellen nur unvollständig abgebildet werden. Die wichtigen Beiträge durch Kapillartransport werden vollständig vernachlässigt, was zur Folge hat, dass mit fiktiven Kennwerten gerechnet werden muss, die nicht physikalisch begründet werden können (C_0 , D_{eff}). Auch ist es nicht sehr befriedigend, dass die Resultate vom Zeitpunkt der Rückrechnung abhängig sind. Die auf der Rückrechnung 2003 basierende Extrapolation ergab zudem für grössere Tiefen kleinere Chloridkonzentrationen als die auf der Rückrechnung 2002 basierende (Bild 8.7). Diese Tendenz wird mit zunehmendem Alter bei der Rückrechnung eher noch verstärkt. Sie kann nicht damit begründet werden, dass die Chloridprofile nicht exakt am selben Ort bestimmt werden können. Vor allem Prognosen, die auf der Rückrechnung nach einer kurzen Beobachtungsperiode basieren, können damit zu günstig ausfallen.

Das vorgeschlagene neue Modell hat demgegenüber folgende Vorteile:

- Die wichtigsten Mechanismen werden erfasst.
- Rand- und Anfangsbedingung für die Berechnung der Umverteilung durch Diffusion wurden durch Messungen vor Ort bestimmt und können auf Grund von Laboruntersuchungen und der Analyse von Klimadaten für Betone mit unterschiedlichem Aufsaug- und Austrocknungsverhalten und für verschiedene Expositionen abgeschätzt werden.
- Die Berechnung der Umverteilung erfolgt mit im Labor bestimmten Kennwerten.
- Die Resultate der Extrapolation auf lange Zeiträume liegen auf der sicheren Seite, d.h. die Chloridkonzentration in grösserer Tiefe wird eher überschätzt.
- Viele Einflüsse können auf einfache Weise zur Verbesserung der Resultate der Extrapolation in das Modell eingebaut werden.

9 Schlussfolgerungen

9.1 Wasserhaushalt und Schadstoffeintrag

Wasserhaushalt

Unter wechselnden Spritzwasserverhältnissen prägen Einzelereignisse den Wasserhaushalt. Die wichtigsten Transportmechanismen von Wasser während diesen Ereignissen sind der Kapillartransport und die Verdunstung. Ihre Leistungsfähigkeit ist im Vergleich zur Wasserdampfdiffusion um ein Vielfaches grösser. Die Auswirkungen der Wasserdampfdiffusion sind nur beim Beton mit hydrophobierter Oberfläche feststellbar: Der Kapillartransport wird ausgeschaltet und der Beton kann im Laufe der Zeit über die Verdunstung austrocknen, bis er die Feuchtigkeit erreicht hat, die ungefähr mit dem Jahresmittelwert der relativen Luftfeuchtigkeit im Gleichgewicht steht. Die Verdunstungsgeschwindigkeit ist in diesem Fall sehr klein, da sie durch die Geschwindigkeit der Wasserdampfdiffusion aus dem Inneren begrenzt wird.

Während den Einzelereignissen laufen Kapillartransport und Verdunstung gleichzeitig ab. Die Verdunstung ist die Ursache dafür, dass der Kapillartransport vor Ort nicht so leistungsfähig ist wie im Aufsaugversuch im Labor. Unter bestimmten klimatischen Verhältnissen wird sie aber so klein, dass zumindest für die entsprechenden (kurzen) Zeitabschnitte nahezu Versuchsbedingungen vorliegen und die Wasseraufnahme mit ähnlichen Geschwindigkeiten erfolgt wie im Labor. Es können drei derartige Situationen unterschieden werden:

- sehr hohe relative Luftfeuchtigkeit ($> 95\%$) und tiefe Temperatur ($+3$ bis -4 °C), es genügt wenig Niederschlag.
- hohe relative Luftfeuchtigkeit (80 bis 90 %) und ein Anstieg der Lufttemperatur von sehr tiefen Werten auf 0 °C oder mehr (Tauphasen), begleitet von Niederschlägen.
- hohe relative Luftfeuchtigkeit (ca. 90 %) und tiefe Temperatur ($+3$ bis -4 °C) oder sehr hohe relative Luftfeuchtigkeit ($> 95\%$) und etwas höhere Temperatur ($> 3\text{ °C}$), jeweils begleitet von sehr ergiebigen Niederschlägen.

Die ersten beiden Situationen führten zu sehr grossen, die dritte Situation zu mehr oder weniger gut feststellbaren Wasseraufnahmen. Klimatisch bedingt, treten grosse Wassereinträge nur in den Wintermonaten auf. Ab März bis etwa November sind nur kleine Einträge in die ersten 5 bis 10 mm möglich, und der Beton trocknet von aussen nach innen langsam aus.

Ob bei den aufgeführten klimatischen Randbedingungen tatsächlich Wasser aufgenommen wird, hängt vom Feuchtigkeitszustand und von der Qualität des Betons ab. In bereits vollständ-

dig gesättigten Beton kann kein Wasser mehr eingetragen werden. Ein negativer Feuchtigkeitsgradient mit gesättigtem Beton direkt an der Oberfläche ist aber sehr förderlich für den Eintrag, da auf diese Weise wiederum Bedingungen entstehen, die dem Aufsaugversuch ähnlich sind.

Gefüge mit grösseren Porenradien nehmen über den Kapillartransport schneller Wasser auf und geben auch schneller wieder Wasser ab als feinporige. In Betonen mit grösseren Porenradien wird demnach während einem Ereignis bei derselben Exposition mehr Wasser aufgenommen als in einem feinporigen Beton, und es sind insgesamt mehr Ereignisse in demselben Zeitraum festzustellen.

Auf Grund ihrer Auswirkungen auf den Feuchtigkeitszustand im Beton, konnten grosse, mittlere und kleine Ereignisse definiert werden. Als von der Exposition und der Betonqualität unabhängiges Kriterium zur Unterscheidung wurde die Tiefenwirkung des Wassereintrags gewählt. Daraus ergaben sich je nach Betonqualität die zu erwartenden Wasseraufnahmen. Grossereignisse und mittlere Ereignisse setzen sich zusammen aus 2 bis 3 Wassereintragsphasen innerhalb von 7 bis 10 Tagen. Die Wasseraufnahmegeschwindigkeiten und die Dauer der verschiedenen Phasen sind unterschiedlich. Während nach mittleren Ereignissen der Ausgangszustand bezüglich der Feuchtigkeit im Beton nach 2 bis 4 Wochen wieder erreicht wird, haben Grossereignisse eine Langzeitwirkung von mehreren Monaten. Das bedeutet, dass Grossereignisse nicht nur beim Schadstoffeintrag eine wichtige Rolle spielen, sondern über den feuchtigkeitsabhängigen spezifischen elektrischen Widerstand des Betons auch einen Einfluss auf die Korrosionsgeschwindigkeit haben.

Auswirkung des Wasserhaushalts auf den Chlorideintrag

Die Art des Wassereintrags prägt auch den Eintrag von Chloriden. Diese werden während den Ereignissen per Kapillartransport eingetragen und evtl. umverteilt; über Diffusion werden sie nur umverteilt.

Chloride werden mit Ereignissen eingetragen, die während den Wintermonaten stattfinden. Die mittlere Chlorideindringfront bleibt allerdings hinter der Wasserfront zurück. Die Auswirkungen der verschiedenen Ereignisse auf den Chloridgehalt wurden unter der Annahme einer 3 %-igen NaCl-Lösung, einem Zementgehalt von 300 kg/m^3 und einer homogenen Verteilung der Chloride bis zur Chlorideindringfront abgeschätzt. Da die aufgenommene Wassermenge von der Betonqualität abhängt, gilt dies auch für die eingetragenen Chloridmengen:

- Grossereignisse: 0.16 bis 0.32 M%/Zement, in den ersten 15 mm des Betons.
- mittlere Ereignisse: 0.09 bis 0.52 M%/Zement, in den ersten 7 mm des Betons.
- Kleinereignisse: bis 0.20 M%/Zement, in den ersten 3 mm des Betons.

Während eines Winters werden die Chloride im Oberflächenbereich angereichert, und mit Grossereignissen können sie allenfalls auch in grössere Tiefen weitertransportiert werden. In der Austrocknungsperiode werden die Chloride je nach Konzentrationsgradient durch Diffusion nach innen, evtl. auch nach aussen umverteilt.

Modellbildung für den Chlorideintrag

Es wurde ein einfaches Modell für den Chlorideintrag vorgeschlagen, das die verschiedenen Transportmechanismen berücksichtigt:

- schneller Eintrag und schnelle Umverteilung per Kapillartransport in den Wintermonaten.
- permanente, langsame Umverteilung durch Diffusion.

Der Beitrag des Kapillartransports wird auf Grund des Aufsaugverhaltens des Betons und der Exposition bestimmt und als Anfangsbedingung für die Umverteilung durch Diffusion eingesetzt (Konzentration, Tiefe). Für die Bestimmung des Chlorideintrags per Kapillartransport ergibt sich folgendes Vorgehen (Bild 9.1):

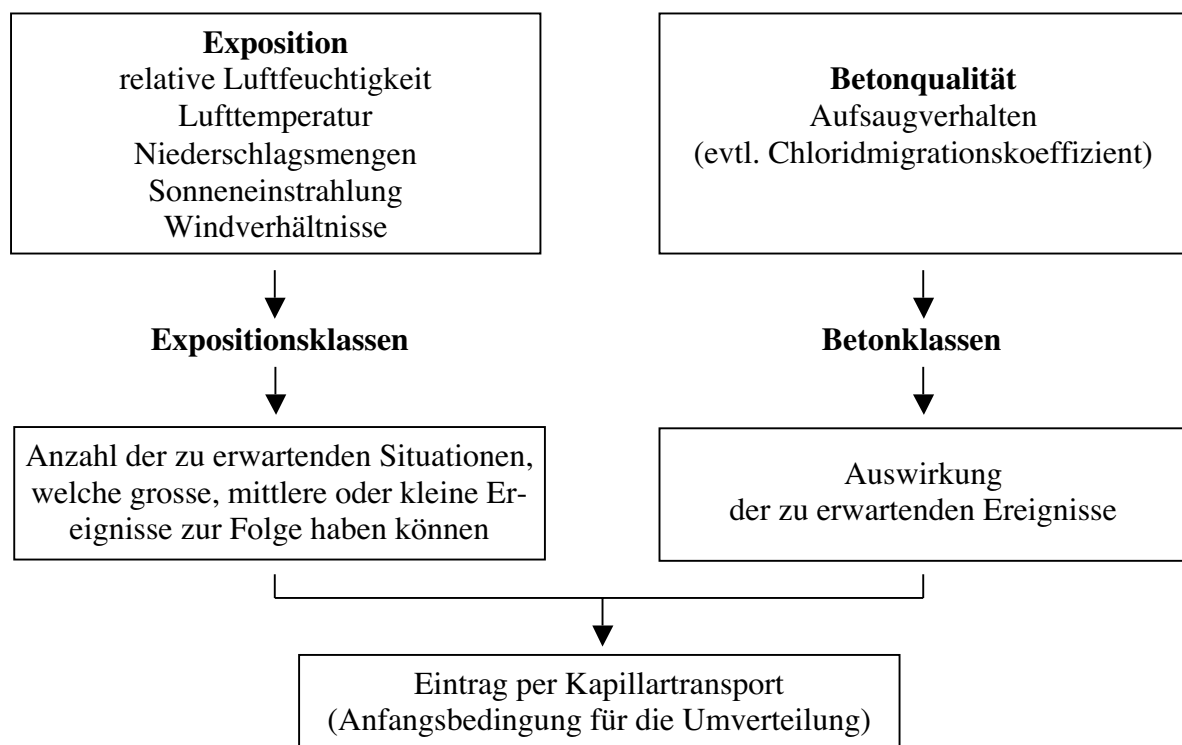


Bild 9.1: Vorgehen zur Bestimmung des Chlorideintrags per Kapillartransport.

Die Umverteilung kann mit dem im Labor bestimmten Chloridmigrationskoeffizienten berechnet werden. Es muss aber die Lösung (8.1) des 2. Fick'schen Gesetzes (2.3) verwendet werden, die das nur beschränkt vorhandene Chloridangebot berücksichtigt und die entsprechende Anfangsbedingung erfüllt. Die Beiträge verschiedener Winter zu einem bestimmten Zeitpunkt können unabhängig voneinander bestimmt und aufsummiert werden, solange der Diffusionskoeffizient nicht von der Chloridkonzentration abhängt.

Das Modell erfasst die wesentlichen Transportmechanismen auf den Chlorideintrag unter wechselnder Spritzwasserbeanspruchung. Viele Einflüsse auf diese Mechanismen können auf einfache Art mitberücksichtigt werden, um die Ergebnisse der Extrapolation auf grosse Zeiträume zu verbessern.

Die Berechnungen basieren mit dem Chloridmigrationskoeffizienten auf einem Baustoffkennwert, der im Labor bestimmt werden kann. Einflüsse wie nur partielle Sättigung des Betons, Chloridbindung und Alter können ebenfalls auf Grund von Resultaten aus Laboruntersuchungen integriert werden.

Bestehende Modelle basieren zum grössten Teil auf reinen Diffusionsvorgängen. Weiter wird eine konstante Oberflächenkonzentration vorausgesetzt. Beide Annahmen sind bei wechselnder Spritzwasserbeanspruchung nicht korrekt. Dies führt dazu, dass mit fiktiven Kennwerten, die keine physikalische Bedeutung haben, gerechnet wird und viele Parameter eingeführt werden müssen [118].

9.2 Methodik

Analyse des Wasserhaushalts vor Ort

Der Wasserhaushalt vor Ort lässt sich durch die Kombination von Messungen des elektrischen Widerstands vor Ort mit verschiedenen Laboruntersuchungen detailliert analysieren. Voraussetzung ist der Einsatz eines Datenerfassungssystems das die elektrischen Widerstände in einem kleinen Messintervall aufzeichnet.

Vor Ort gemessene elektrische Widerstände sind geometrie-, temperatur-, zeit- und feuchtigkeitsabhängig. Die Geometrieabhängigkeit wird mit einem im Labor bestimmten Faktor, die Temperaturabhängigkeit rechnerisch kompensiert. Die resultierenden spezifischen elektrischen Widerstände hängen damit nur noch von der Feuchtigkeit und der Zeit ab. Der von der Zeit abhängige Wassergehalt vor Ort ergibt sich durch die Kombination mit dem Zusammenhang von Wassergehalt und spezifischem elektrischem Widerstand. Dieser kann im Labor bestimmt werden.

Die Methode der Wassergehaltsbestimmung wurde überprüft mit Laborversuchen. Die Übereinstimmung der berechneten mit der gemessenen Wassermenge war gut. Nicht korrekt erfasst wurden die Kleinereignisse. Da sie nur in den äussersten 10 mm eine Veränderung des Wassergehalts im Beton bewirken, werden ihre Wassereinträge mit der vorhandenen Instrumentierung unterschätzt.

Auswertung von Messungen des elektrischen Widerstands vor Ort

Bereits die Betrachtung der Darstellung der Rohdaten in $\ln R_{gem} - 1/T$ -Plots ermöglicht qualitative Aussagen zum Wasserhaushalt. Wassereinträge, Austrocknungsphasen und Frost-Tau-Zyklen folgen aus diesen Bildern. Auch kann die Tiefenwirkung eines Eintrags abgeschätzt werden.

Die tageweise Kompensation der Temperatur hat sich bewährt. Das Resultat wird ungenauer mit grösser werdender Differenz der gemessenen Temperatur zur Bezugstemperatur. Diese sollte daher dem Median oder evtl. dem Mittelwert der in der Beobachtungsperiode gemessenen Temperaturen entsprechen. Die Beobachtungsperiode kann länger oder kürzer gewählt werden, je nachdem was primär ausgesagt werden soll. Wenn ein Vergleich verschiedener Betonqualitäten im Vordergrund steht, kann die Kompensation mit dem Median aller gemessenen Temperaturen erfolgen. Steht die Analyse des Wasserhaushalts im Vordergrund, sollten Zeitabschnitte gewählt werden, die bezüglich der Temperatur möglichst homogen sind (Halbjahre, Monate, Wochen, evtl. Tage).

Die aus der linearen Regression resultierenden b -Werte sind unabhängig von der gewählten Bezugstemperatur. Stark abhängig sind sie jedoch von Änderungen des Wassergehalts und von Frost-Tau-Zyklen. Schwankungen des b -Werts von ± 20 bis ± 30 % von einem Tag zum nächsten weisen auf kleine Veränderungen des Wassergehalts hin. Grosse Wasseraufnahmen haben aber b -Werte zur Folge, die um Faktoren grösser sind. Mit Hilfe einer statistischen Analyse der b -Werte in den einzelnen Tiefenstufen kann die Zone abgeschätzt werden, deren Wasserhaushalt durch kapillare Wasseraufnahmen geprägt wird (Atmungszone).

Laborversuche

Für den Vergleich verschiedener Betonqualitäten in Bezug auf den Chlorideintrag unter wechselnder Spritzwasserbelastung muss die Chloriddiffusion zusammen mit der kapillaren Wasseraufnahme beurteilt werden. Das Diffusionsverhalten kann mit dem Chloridmigrationskoeffizienten gut erfasst werden. Zur Beurteilung der kapillaren Wasseraufnahme sind Aufsaugversuche erforderlich. Auf Grund der Erkenntnisse kann folgendes Vorgehen vorgeschlagen werden:

- Bohrkern, Durchmesser ≥ 50 mm, Länge 50 bis 100 mm (je nach Betonqualität, ein Durchfeuchten soll normalerweise verhindert werden)
- 7 Tage Wasserlagerung
- 3 Tage Trocknen bei 50 °C
- Beschichtung der Mantelfläche
- Massenbestimmung
- Aufsaugversuch in verschlossenem Behälter mit Wägen nach 0,5, 1, 2, 5, 12 und 24 Stunden.

Aus den Messungen können die Wasseraufnahme und die Wasseraufnahmegeschwindigkeit in Abhängigkeit von der Zeit und der Wasseraufnahmekoeffizient zu verschiedenen Zeitpunkten bestimmt werden. Korrelationen mit dem effektiven Verhalten vor Ort sind zu erarbeiten. Für die Beurteilung des Aufsaugverhaltens am Bauwerk genügt es, die Probekörper bei 50 °C zu trocknen. Es ist nicht zu erwarten, dass Beton vor Ort jemals vollkommen trocken ist. Wenn die Umverteilung beurteilt werden soll, muss die Durchfeuchtung der Probe gezielt angestrebt und der Versuch evtl. entsprechend verlängert werden.

9.3 Vergleich verschiedener Massnahmen zur Erhöhung der Dauerhaftigkeit

Die Dauerhaftigkeit kann mit verschiedenen konstruktiven und materialtechnischen Massnahmen erhöht werden. Diese beeinflussen auf unterschiedliche Weise den Verlauf der Schädigungskurve in Bild 1.1. Mit der Betonqualität wird primär Einfluss genommen auf die Geschwindigkeit der Chloridaufnahme während der Initiierungsphase und auf die Geschwindigkeit der Metallauflösung während der Korrosionsphase, sekundär auch auf die Lage des Knickpunkts zwischen den beiden Bereichen (Initiierung). Stahlqualität und Überdeckung beeinflussen primär den Zeitpunkt der Initiierung und sekundär die Korrosionsgeschwindigkeit.

9.3.1 Betonqualität, Hydrophobierung

Wasserhaushalt

Erwartungsgemäss waren die Auswirkungen der Ereignisse unterschiedlich in den fünf untersuchten Betonqualitäten. Ungefähr gleich wie beim Referenzbeton war das Verhalten der beiden Betone mit Flugasche und Hüttensand. Etwas geringer fielen die Wassereinträge in den Beton mit Silikastaub aus und ausschliesslich geringe Einträge gab es in den Beton mit $w/z = 0.35$ (maximal 0.11 kg/m^2).

Beim Referenzbeton gelangte das Wasser schnell tief in den Beton hinein. In den Betonen mit Zusatzstoffen blieb es eher an der Oberfläche, wo rasch Sättigung erreicht wurde, und es bildeten sich steile Feuchtigkeitsgradienten zum nicht gesättigten Kernbeton.

Die Analyse der b -Werte ergab folgende Atmungszonen:

- Referenzbeton und Betone mit Hüttensand bzw. Flugasche, w/z - bzw. w/B -Wert = 0.50: ca. 55 mm
- Beton mit Silikastaub, w/B -Wert = 0.50: ca. 45 mm
- Beton mit $w/z = 0.35$: ca. 15 mm.

Bei ähnlichem kapillar füllbarem Porenvolumen nimmt ein Gefüge mit grösseren Poren schneller Wasser auf und trocknet auch schneller wieder aus als ein feinporiges. Die Nachhaltigkeit von Ereignissen ist damit bei Gefügen mit grösseren Poren kleiner und eine nächste Wasseraufnahme ist schneller wieder möglich. Damit wird bei gleicher Exposition insgesamt mehr Wasser aufgenommen.

Dies kommt beim Beton mit Flugasche zum Ausdruck. Er nimmt im Verhältnis zu seinem kapillar füllbaren Porenvolumen eher viel Wasser auf (Bild 7.12) und trocknet schnell. Im Gegensatz zu allen anderen Betonen war sein Feuchtigkeitszustand Ende 2002 wieder gleich wie Ende 2001. Die Auswirkungen der Einträge aus dem Winter 2001/2002 waren nicht mehr festzustellen (Bild 6.16). Der Beton mit Silikastaub hingegen nahm im Verhältnis zu seinem kapillar füllbaren Porenvolumen eher kleinere Wassermengen auf. Dennoch reichte bei diesem Beton die Zeit nicht aus, um bis Ende 2002 wieder denselben Feuchtigkeitszustand wie im Herbst 2001 zu erhalten. Der Beton mit Hüttensand nahm wiederum schnell Wasser auf

und trocknete auch schnell wieder aus. Ausser beim Beton mit $w/z = 0.35$ waren bei allen Betonen Frost-Tau-Zyklen festzustellen.

Die Hydrophobierung zeigte ihre volle Funktionstüchtigkeit während der ganzen Beobachtungsperiode. Es gab keine Wassereinträge mit einer Tiefenwirkung über 10 mm. Chloride in den äussersten Millimetern weisen jedoch darauf hin, dass ein sehr beschränkter Wassereintrag in die ersten 5 bis 10 mm erfolgt sein muss.

Chloridaufnahme

Im Mai 2003 war die eingetragene Chloridmenge im Beton mit $w/z = 0.50$ am grössten. Nahezu gleich war sie in den Betonen mit Flugasche und Hüttensand (rund 90 % davon) und etwa 70 % davon betrug sie im Beton mit Silikastaub. Im Beton mit $w/z = 0.35$ war sie nicht einmal halb so gross. Die Übereinstimmung mit den berechneten gesamten Wasseraufnahmen ist gut. Eine Ausnahme ist der Beton mit $w/z = 0.35$, wo die Wasseraufnahmen unterschätzt wurden (Bild 7.12).

Die Chloridprofile der Betone mit demselben w/z - bzw. w/B -Wert waren ähnlich. Weniger tief eingedrungen waren die Chloride in den Betonen mit Silikastaub und mit $w/z = 0.35$. Dies entspricht den unterschiedlichen Atmungszonen.

Die vorliegenden Untersuchungen ergaben, dass bis zu einem Gesamtchloridgehalt von etwa 2 M%/Zement ein grosser Anteil der Chloride gebunden wird. Er beträgt in den Normalbetonen 70 bis 75 %, in den Betonen mit Hüttensand und Flugasche 80 bis 85 % und im Beton mit Silikastaub ca. 63 %. Mit abnehmendem pH-Wert nimmt der Anteil der gebundenen Chloride ab.

Auswirkung auf die Korrosionsphase

Ein wichtiger Faktor für die Grösse der Korrosionsgeschwindigkeit ist die spezifische elektrische Leitfähigkeit des Betons. Diese ist abhängig von der spezifischen elektrischen Leitfähigkeit des Porenwassers sowie von der Menge und von der Verteilung des Porenwassers im Porensystem. Die spezifische elektrische Leitfähigkeit des Porenwassers ist in den Betonen mit Zusatzstoffen tiefer im Vergleich zu den Normalbetonen.

Entsprechend war bei gesättigtem Beton die elektrische Leitfähigkeit im Referenzbeton am grössten. Bei den übrigen Betonen war sie etwa gleich. Das dichtere Gefüge des Betons mit $w/z = 0.35$ vermag demnach bei sehr hohen Betonfeuchtigkeiten die höhere elektrische Leitfähigkeit des Porenwassers zu kompensieren. Da die Betone mit Hüttensand und Flugasche sehr schnell austrocknen, nimmt ihre elektrische Leitfähigkeit rasch ab. Durch das dichtere Gefüge ist diese Abnahme im Beton mit Silikastaub langsamer, aber immer noch schneller wie im Beton mit $w/z = 0.35$. Dieser trocknet nur sehr langsam aus, was dazu führt, dass seine Leitfähigkeit bei trockeneren Verhältnissen am grössten ist. In den Betonen mit Zusatzstoffen sind deshalb vor allem während der Austrocknungsphase markant kleinere Korrosionsgeschwindigkeiten zu erwarten. Bei sehr feuchtem oder sogar nassem Beton in den Wintermonaten sind die Unterschiede zwischen den verschiedenen Betonen geringer.

Die Baustähle mit nur 10 mm Überdeckung wurden in allen Betonen bereits im 2. Winter initiiert. Ein Einfluss der Betonqualität auf die Initiierung der Baustähle konnte demnach

nicht festgestellt werden. Anders bei den Top 12: In den Betonen mit Zusatzstoffen wurden die ersten Top 12 initiiert, im Referenzbeton war dies bisher noch nicht der Fall.

9.3.2 Überdeckungen

Auswirkung auf die Initiierungsphase

Je grösser die Überdeckung, desto länger die Initiierungsphase. In jedem Fall sollte darauf geachtet werden, dass die Bewehrung ausserhalb der Atmungszone liegt. Wird dies nicht gewährleistet, muss davon ausgegangen werden, dass die Initiierung bereits im ersten Winter mit den ersten grossen Wassereinträgen erfolgen kann. Auch in 60 mm Tiefe kann bei durchschnittlicher Betonqualität nach 10 Jahren ein Gesamtchloridgehalt von über 0.5 M%/Zement erreicht werden.

Auswirkung auf die Korrosionsphase

Über die Auswirkung der Überdeckung auf die Korrosionsgeschwindigkeit liegen noch keine Daten der laufenden Untersuchungen vor.

Die Bewehrung ausserhalb der Atmungszone bedeutet, dass sie in einem relativ homogenen Bereich mit eher hoher Feuchtigkeit liegt. Das heisst, der spezifische elektrische Widerstand des Betons ist über das ganze Jahr hinweg eher tief und nur noch von der Temperatur abhängig. Nach erfolgter Initiierung wäre damit eher eine hohe Korrosionsgeschwindigkeit zu erwarten. Vermutlich wird die Korrosionsgeschwindigkeit in diesem Fall aber durch das mangelnde Sauerstoffangebot stark gebremst.

9.3.3 Stahlqualität

Auswirkung auf die Initiierungsphase

Die unterschiedlichen kritischen Chloridgehalte der verschiedenen Stahlqualitäten beeinflussen die Länge der Initiierungsphase. In allen Betonen wurden die Baustähle mit 10 mm Überdeckung im 2. Winter initiiert. Der Gesamtchloridgehalt betrug 1 M%/Zement in den Normalbetonen, 2 bis 2.5 M%/Zement im Beton mit Hüttensand und 1 bis 1.2 M%/Zement in den Betonen mit Flugasche und Silikastaub.

Die Initiierung der Top 12 erfolgte in den Betonen mit Zusatzstoffen bei ähnlichen Gesamtchloridgehalten wie die Initiierung der Baustähle. Keine Anzeichen von Korrosion waren bisher an den Duplexstählen festzustellen.

Auswirkung auf die Korrosionsphase

Die gemessenen Korrosionsströme sind auf Grund der bisher ausgewerteten Daten bei den Top 12 kleiner als bei den Baustählen. Von ihnen kann jedoch nicht direkt auf die Korrosionsgeschwindigkeit geschlossen werden. Dazu müssten die Flächenverhältnisse bekannt sein. Eine Aussage zur Korrosionsgeschwindigkeit der verschiedenen Stähle in den verschiedenen Betonen wird deshalb erst nach dem Abschluss der Untersuchungen und dem Ausbau der Stäbe möglich sein.

10 Ausblick

Mit der vorliegenden Arbeit konnte ein Beitrag zum grundlegenden Verständnis für den Wasserhaushalt von Beton unter der wechselnden Beanspruchung durch Spritzwasser geleistet werden. Daraus wurde für die Erfassung des Chlorideintrags unter derartigen Expositionsverhältnissen ein einfaches Modell abgeleitet.

Im Rahmen der Arbeit wurden verschiedene Betone im Labor und vor Ort untersucht. Die detaillierten Auswertungen und Analysen wurden vorerst aber vor allem für den Referenzbeton mit $w/z = 0.50$ und nur für die Exposition im Naxbergtunnel durchgeführt. Zur Verbesserung des Modells, zur Beurteilung von verschiedenen Betonqualitäten und Expositionen im Hinblick auf den Wasser- und Chlorideintrag und vor allem zur Umsetzung in der Praxis sind deshalb weitere Anstrengungen nötig. Nachfolgend werden Vorschläge gemacht.

Untersuchung und Auswertung weiterer Expositionen

Bei wechselnder Spritzwasserbeanspruchung bestimmen Kapillartransport, Diffusion und Verdunstung den Wasserhaushalt von Beton und damit auch den Chlorideintrag in den Beton. Die Leistungsfähigkeit dieser Transportmechanismen ist abhängig von der Temperatur. Vor allem auf die Verdunstung hat sie, zusammen mit den Windverhältnissen einen sehr grossen Einfluss. Im Naxbergtunnel wird eine Exposition ohne direkte Bewitterung, aber mit ausgeprägtem Luftzug betrachtet, und es ist keine direkte Sonnenbestrahlung möglich, was ausgeglichene Temperaturverhältnisse zur Folge hat. Weitere Expositionen sollten untersucht werden, um den Einfluss von direkter Sonnenbestrahlung und direkter Bewitterung auf den Wasserhaushalt zu ermitteln (z. B. Konsolköpfe, Leitmauern und Stützen sowie Stützmauern).

Bei der Untersuchung weiterer Bauteile muss versucht werden, mit der Instrumentierung auch die ersten 5 bis 10 mm zu erfassen, damit die Kleinereignisse in Anzahl und Ausmass besser quantifiziert werden können. Für die Beurteilung des Verhaltens dichter Betone vor Ort ist dies eine Voraussetzung. Weiter sollte jeweils ein ausgewogenes Spektrum von Betonqualitäten mit unterschiedlichem Aufsaug- und Austrocknungsverhalten parallel untersucht werden.

Fahrbahnplatten sind in der Regel nicht einer Beanspruchung durch wechselndes Spritzwasser ausgesetzt. Die Feuchtigkeitsverhältnisse unter dem Belag und der Abdichtung sind eher gleichmässig, was dazu führt, dass der Chlorideintrag zum grössten Teil durch Diffusion erfolgt.

Korrelation Laborversuche und Verhalten vor Ort

In Kapitel 9.2 wurde vorgeschlagen die Resultate von Aufsaug- und Migrationsversuchen zur Beurteilung verschiedener Betone im Hinblick auf deren Verhalten unter wechselnder Spritzwasserbeanspruchung heranzuziehen. Die Korrelationen mit dem effektiven Verhalten vor Ort sind noch zu erarbeiten. Ebenso die Definition von Betonklassen, wie sie in Bild 9.1 vorgeschlagen wurden. Sie sollten eine einfache Abschätzung der Auswirkungen von Gross- und Kleinereignissen ermöglichen.

Zur Beurteilung bestehender Bauwerke wird zunehmend die zerstörungsfreie Prüfung der Gaspermeabilität vor Ort eingesetzt. Diese Messungen erfassen vor allem den Oberflächenbeton, und die Resultate sind stark abhängig von der Betonfeuchtigkeit. Sie ermöglichen eine qualitative Beurteilung und geben eine gute Übersicht über die Homogenität eines Bauteils. Um eine quantitative Aussagekraft im Hinblick auf den Chlorideintrag per Kapillartransport im Oberflächenbereich zu erhalten, sollten sie jedoch mit Aufsaugversuchen im Labor kombiniert werden.

Beurteilung der Exposition auf Grund von Klimadaten

Bei einer Beanspruchung durch wechselndes Spritzwasser (Expositionsklasse XD3 in der Norm SN EN 206-1:2000) sollte eine erste grobe Beurteilung der Gefährdung auf Grund von Klimadaten erfolgen. Dazu können die Tageswerte der Temperatur, der relativen Luftfeuchtigkeit und der Niederschlagsmengen unter der zusätzlichen Berücksichtigung der Sonneneinstrahlung und der Windverhältnisse ausgewertet werden. Für die Expositionsklasse XD3 sind somit Unterklassen zu definieren (Bild 9.1), aus welchen die Anzahl zu erwartender grosser, mittlerer und kleiner Ereignisse folgt.

Umsetzung in der Praxis

Im neuen Modell wird der Beitrag des Kapillartransports zum Chlorideintrag unter wechselnder Spritzwasserbeanspruchung vor Ort experimentell bestimmt und mit einer entsprechenden Randbedingung bei der Berechnung des Diffusionsprozesses berücksichtigt. Um die Erkenntnisse im Rahmen einer Bemessung auf Dauerhaftigkeit, beispielsweise mit dem probabilistischen Verfahren gemäss „Duracrete“ [120] umzusetzen, muss zunächst die Exposition genauer spezifiziert werden:

- Definition von Unterklassen für die Expositionsklasse XD3 auf Grund von Klimadaten, der Bewitterung (direkt, indirekt) und der Bauteilart.
- Festlegen der Anzahl Situationen, die zu grossen, mittleren oder kleinen Ereignissen führen können, die in der entsprechenden Expositionsklasse zu erwarten sind.

Werkstoffseitig müssen auf Grund des Aufsaug- und Austrocknungsverhaltens im Labor Betonklassen gebildet werden. Mit Untersuchungen vor Ort können die Einträge durch Kapillartransport für die verschiedenen Beton- und Expositionsklassen quantifiziert werden. Damit kann für jede Betonklasse in jeder Exposition die zu erwartende Auswirkung der zu erwartenden Ereignisse im Hinblick auf den Chlorideintrag bestimmt werden (Chloridmenge und Eintragstiefe, evtl. in Abhängigkeit vom Alter).

Mit diesen Grundlagen wird der zu erwartende jährliche Chlorideintrag durch Kapillarttransport abgeschätzt und als Randbedingung (C_K, h) für den Diffusionsprozess in der Lösung (8.1) eingesetzt. Die Berechnung der Diffusion erfolgt mit dem im Labor bestimmten Migrationskoeffizienten D_{Mig} , allenfalls unter Berücksichtigung der zu erwartenden Feuchtigkeitsverhältnisse, der Zeit und der Chloridbindung. Für eine probabilistische Berechnung müssten auch die Verteilungsdichten von C_K , h und D_{Mig} bekannt sein.

Die Umsetzung in Küstenregionen kann grundsätzlich gleich erfolgen. Allerdings ist zu erwarten, dass, infolge der homogenen Feuchtigkeitsverhältnisse auf eher hohem Niveau, kaum so ausgeprägte Grossereignisse auftreten wie bei den Verkehrsinfrastrukturbauten in den Alpenregionen.

Weiteres Vorgehen im Naxbergtunnel

Das Projekt im Naxbergtunnel ist noch nicht abgeschlossen, und die Messungen laufen weiter. In Ergänzung zu dieser Arbeit werden folgende Fragestellungen verfolgt:

- Veränderung des Wasserhaushalts und des Chlorideintrags im Laufe der Zeit
- Einfluss der Höhe über der Fahrbahn auf den Wasserhaushalt und den Chlorideintrag
- Einfluss der Betonqualität auf die Initiierung (kritischer Chloridgehalt) und auf die Korrosionsgeschwindigkeit
- Einfluss der Überdeckung auf die Initiierung (kritischer Chloridgehalt) und auf die Korrosionsgeschwindigkeit
- Einfluss der Stahlqualität auf die Initiierung (kritischer Chloridgehalt) und auf die Korrosionsgeschwindigkeit

Die Resultate von Aufsaugversuchen gemäss dem Vorschlag in Kapitel 9.2 sollten für die verschiedenen Betonqualitäten mit dem festgestellten Verhalten vor Ort korreliert und kalibriert werden.

Es ist vorgesehen, die weiteren Resultate in einem Bericht des Astra zu publizieren.

Anhang 1 – Wasserhaushalt (Kapitel 7.1)

Darstellung und Beschreibung aller Ereignisse im Beton mit $w/z = 0.50$

In Bild A1.1 ist für alle Ereignisse der Wassergehalt in verschiedenen Tiefenstufen in Abhängigkeit von der Zeit in Detailausschnitten dargestellt.

Anschliessend folgen die dazugehörigen Darstellungen der Auswirkungen der Ereignisse auf den Wassergehalt im Tiefenprofil sowie der gesamten Wasseraufnahmen und der klimatischen Randbedingungen während den Wassereinträgen (Bilder A1.2 bis A1.9). Ergänzt werden die Bilder mit einer Beschreibung der Ereignisse.

Schliesslich sind in Tabelle A1.1 die Daten der klimatischen Randbedingungen und in Tabelle A1.2 die Wasseraufnahme und die Tiefenwirkung für alle Betone zusammengestellt.

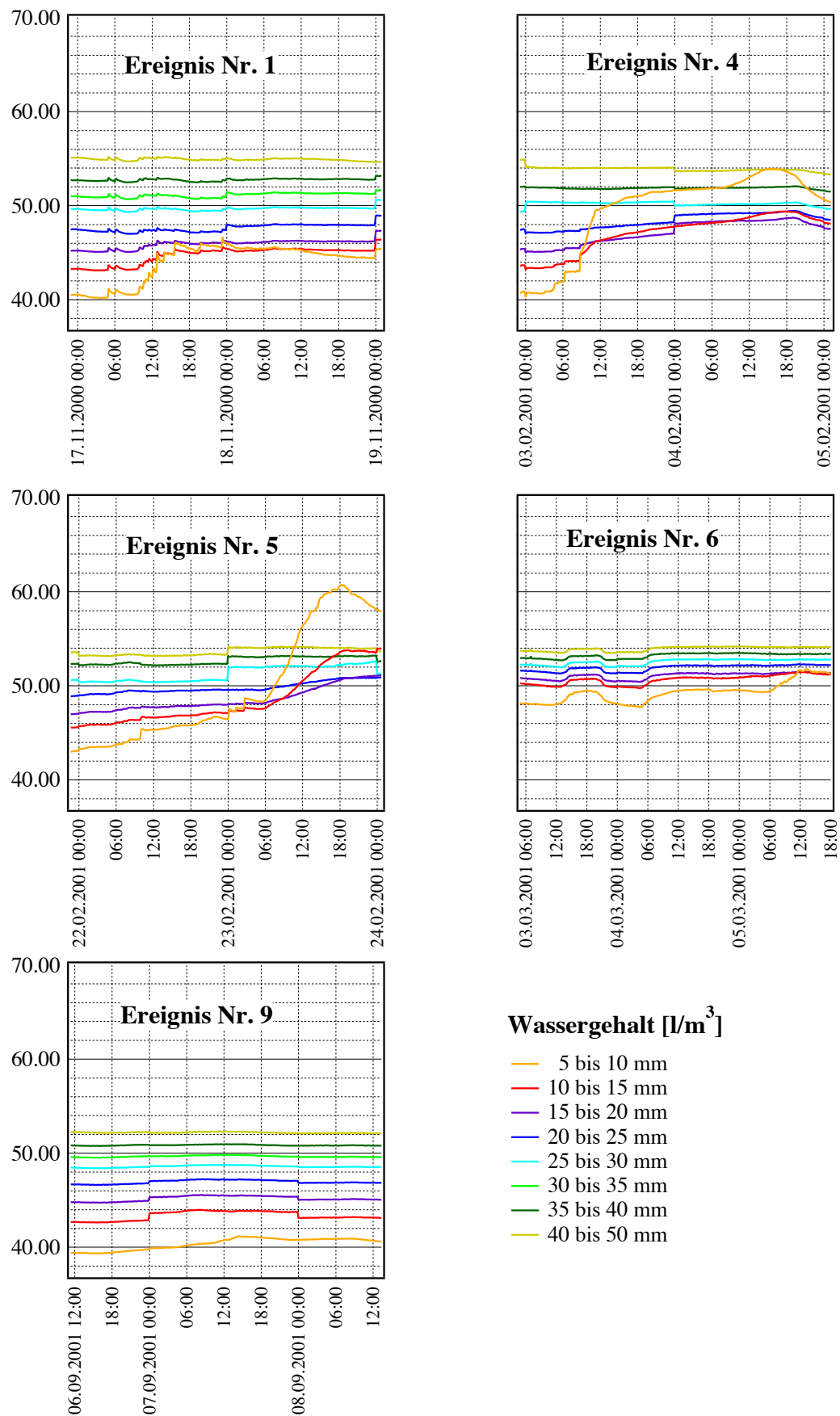


Bild A1.1: Wassergehalt in verschiedenen Tiefenstufen in Abhängigkeit von der Zeit, Detailausschnitte.

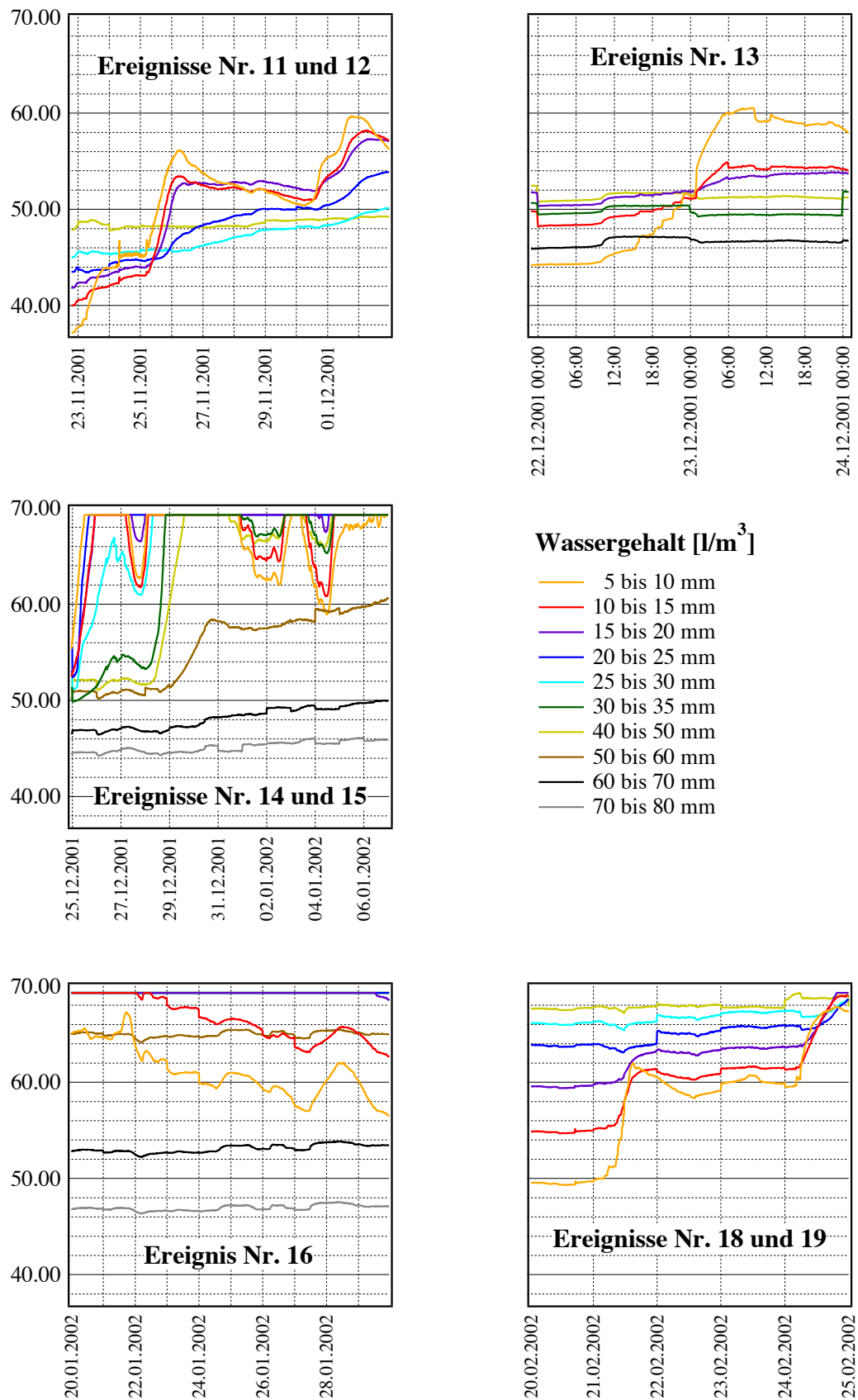


Bild A1.1: Wassergehalt in verschiedenen Tiefenstufen in Abhängigkeit von der Zeit, Detailausschnitte. Fortsetzung.

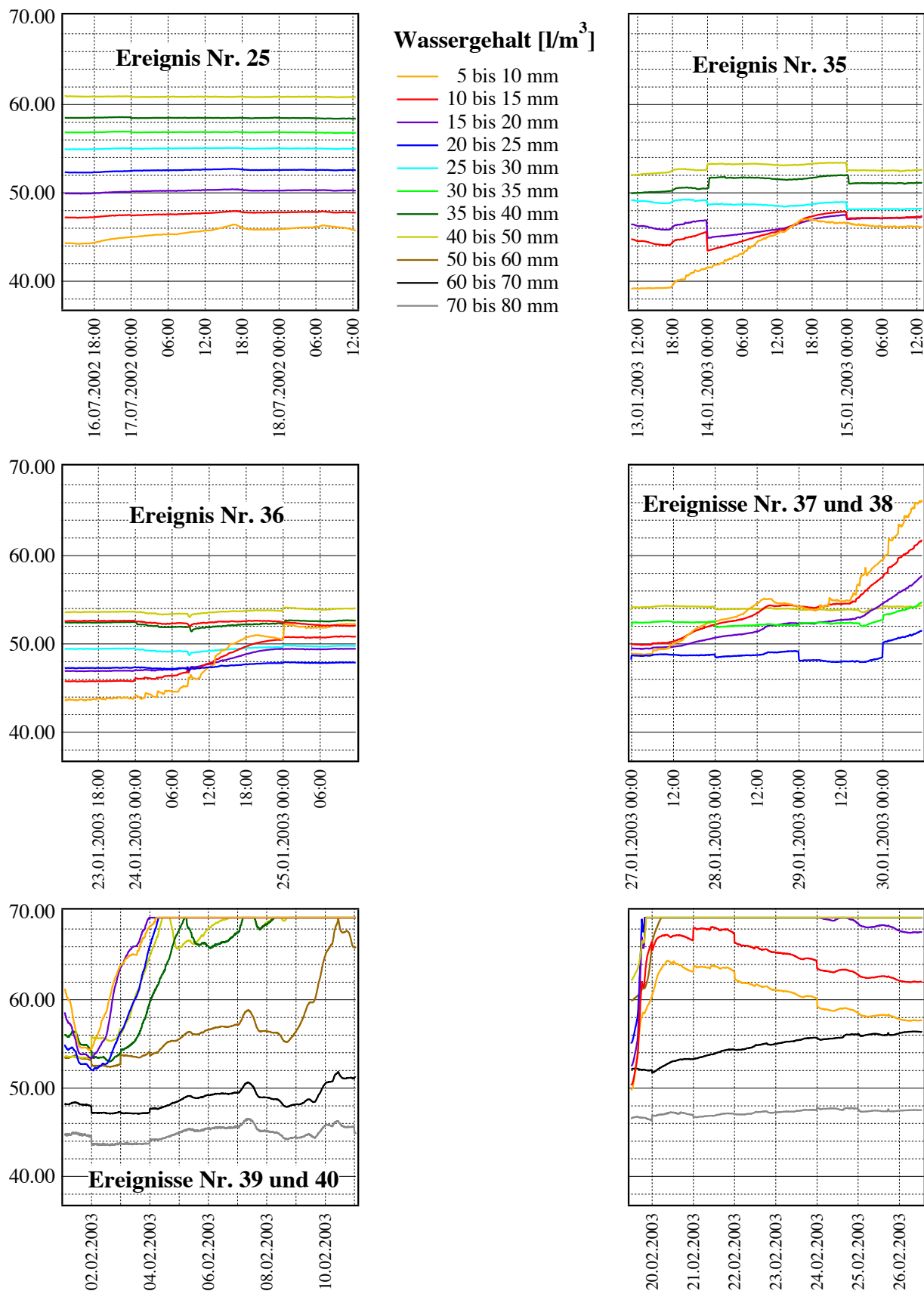


Bild A1.1: Wassergehalt in verschiedenen Tiefenstufen in Abhängigkeit von der Zeit, Detailausschnitte. Fortsetzung.

Ereignis Nr. 1 (Bilder A1.1 und A1.2):

Zum ersten Mal wurde am 17. November 2000 flüssiges Wasser bis in eine Tiefe von rund 15 mm eingetragen. Die Wassermenge war relativ klein, aber es fällt auf, dass der Eintrag innerhalb von kurzer Zeit stattfand (etwa 6 Stunden). Der Eintrag erfolgte am Ende einer 5-tägigen regnerischen Phase mit teils ergiebigen Niederschlägen. Er setzte ein nach dem Abfall der Lufttemperatur von +2 auf 0 °C und während des Abfalls der Betontemperatur von +2 auf rund +1 °C. Die relative Luftfeuchtigkeit lag knapp über 90 %. Die Wasseraufnahme betrug ca. 0.09 kg/m².

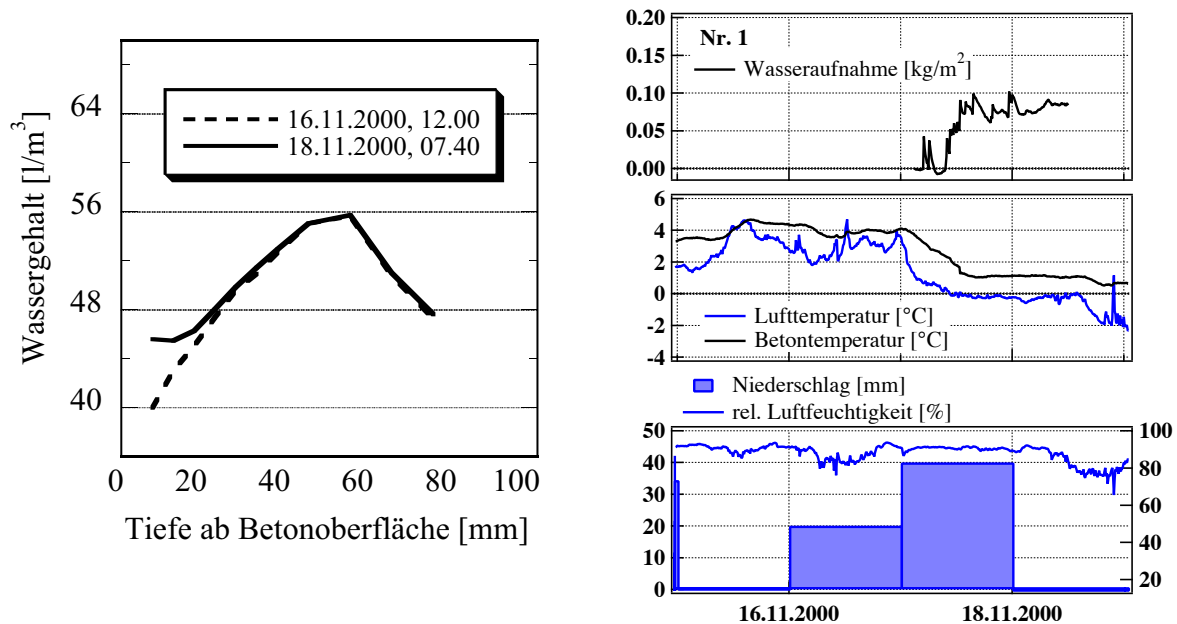


Bild A1.2: Ereignis Nr. 1, November 2000.

Die nächsten Einträge mit grösserer Tiefenwirkung und grösseren Wassermengen waren im Februar 2001 festzustellen.

Ereignis Nr. 4 (Bilder A1.1 und A1.3):

Nach einer Phase mit tiefen Temperaturen und nur vereinzelten Niederschlägen erfolgte der grösste Teil des Wassereintrags innerhalb von nur 6 Stunden während des von Niederschlägen begleiteten Anstiegs der Lufttemperatur von –3 auf 0 °C und der Betontemperatur von –1.5 auf +0.5 °C. Die Wasseraufnahme betrug ca. 0.24 kg/m².

Ereignis Nr. 5 (Bilder A1.1 und A1.3):

Der Feuchtigkeitsgradient war vor dem Wassereintrag flacher als Anfang Februar, was darauf hinweist, dass die Zeit von 17 Tagen nicht reichte, um den Wassereintrag des Ereignisses Nr. 4 wieder rückgängig zu machen. Die Niederschläge waren begleitet von Temperaturen zwischen –1 und +2 °C. Der grösste Teil Wassereintrags erfolgte am 23.02. innerhalb von 12 Stunden während des Anstiegs der Lufttemperatur von –0.5 auf +2 °C und der Betontemperatur von +1.5 auf +3 °C. Insgesamt betrug die Wasseraufnahme ca. 0.28 kg/m².

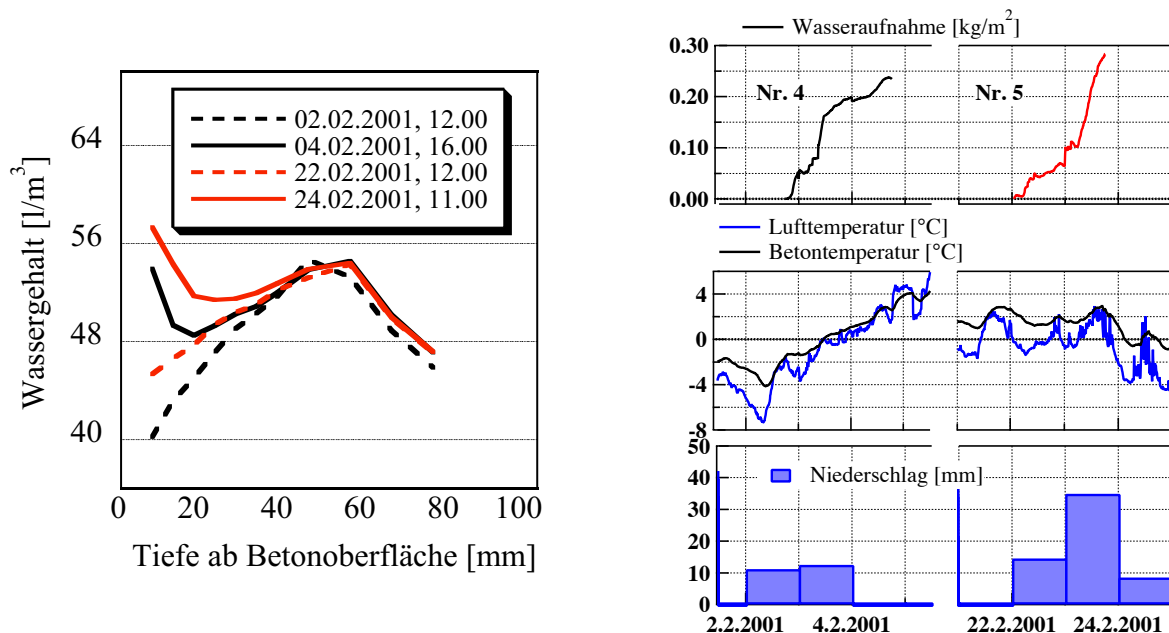


Bild A1.3: Ereignisse Nr. 4 und 5, Februar 2001.

Ereignis Nr. 6 (Bild A1.1):

Im März 2001 wurde nur am 05.03. wenig flüssiges Wasser in die äussersten Schichten eingetragen. Der Feuchtigkeitsgradient im Beton war sehr flach. Nach fünf Tagen mit nicht allzu ergiebigen Niederschlägen erfolgte ein Wassereintrag nur in die äussersten Schichten, während die Temperatur des Betons von +2.5 auf +4 °C und der Luft von +1 auf +4 °C stieg. Synchrone Veränderungen des Wassergehalts in allen Tiefenstufen, wie sie am 03.03. festzustellen sind, sind vermutlich nicht auf den Eintrag von flüssigem Wasser von aussen zurückzuführen, sondern messtechnisch bedingt.

Die Kernfeuchtigkeit in 40 bis 50 mm Tiefe blieb über den ganzen Winter 2000/2001 praktisch konstant (Bild A1.1).

Ereignis Nr. 7 (Bild A1.1):

Während zwei Wochen im April 2001 waren immer wieder zum Teil auch ergiebige Niederschläge zu verzeichnen. Trotz der lang anhaltenden Niederschläge und dem wieder grösseren Feuchtigkeitsgradienten im Beton wurde kaum Wasser eingetragen. Die Betontemperaturen lagen zwischen +3 bis +10 °C, am 14. April kurz gegen 0 °C sinkend. Entsprechend waren die Lufttemperaturen zwischen 0 und +12 °C, mit Minimalwerten um –2 °C.

Während des Sommerhalbjahrs trocknete der ganze Querschnitt aus, von der Oberfläche zum Kern hin abnehmend. Wasser wurde nur vereinzelt und in sehr geringen Mengen eingetragen (Ereignisse Nr. 7 und Nr. 9). Schliesslich war Ende November 2001 der Wassergehalt in allen Tiefenstufen etwas tiefer als Ende November 2000, wobei dies zum Teil auch eine Auswirkung des grösseren Hydratationsgrads sein dürfte. Innerhalb von neun Tagen wurde dann in vier jeweils kurzen Phasen viel Wasser bis in grössere Tiefen eingetragen (Ereignisse Nr. 11 und 12).

Ereignisse Nr. 11 und 12 (Bilder A1.1 und A1.4):

Die ganze Periode war nass mit nahezu täglichen, am 22.11. ergiebigen Niederschlägen. Der Wassereintrag erfolgte in vier Etappen von jeweils 6 bis 24 Stunden, während im Beton Temperaturanstiege im Bereich von -2 bis $+2$ °C, bzw. von $+3$ bis $+5$ °C gemessen wurden. Die Lufttemperatur lag zuerst rund 3 °C unter der Betontemperatur, bei den weiteren Einträgen war sie etwa gleich. Obwohl der Feuchtigkeitsgradient im Beton bereits nach dem ersten Wassereintrag klein war, waren weitere grosse Einträge möglich. In den vier Tagen zwischen den beiden Ereignissen erfolgte eine Umverteilung: An der Oberfläche nahm der Wassergehalt ab, im Kern nahm er zu. Die Wasseraufnahmen betrugen 0.28 kg/m^2 (Ereignis Nr. 11) und 0.18 kg/m^2 (Ereignis Nr. 12).

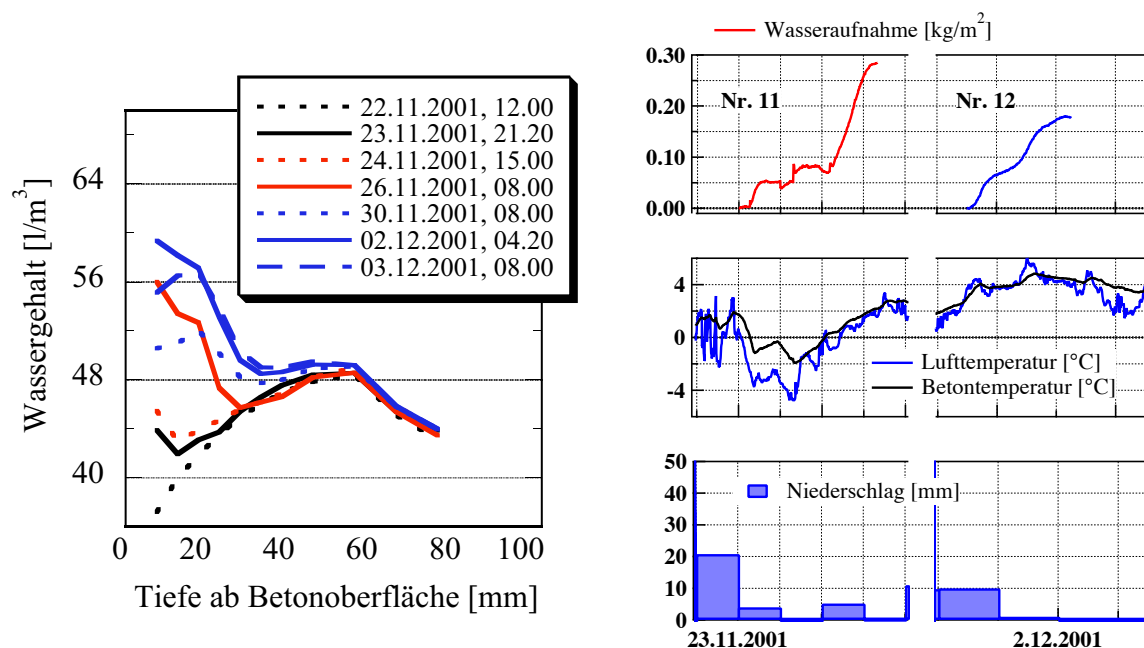


Bild A1.4: Ereignisse Nr. 11 und 12, November/Dezember 2001.

Während der darauf folgenden Kälteperiode waren häufige, meist aber nur geringe Niederschläge zu verzeichnen. Trotz den tiefen Temperaturen trockneten nach dem Wassereintrag vom 02.12. (Ereignis Nr. 12) die ersten 20 mm aus. Im Gegensatz dazu nahm im Kern die Feuchtigkeit eher zu. Die nächsten Einträge folgten am 22./23. und am 25. Dezember, wo der Beton bis in zunächst 20 bis 25 mm Tiefe gesättigt wurde. Ende Dezember führte ein weiterer Eintrag von Wasser zur Sättigung des Betons bis in eine Tiefe von 40 bis 50 mm. Die Tiefenwirkung betrug vorerst 35 bis 40 mm, in der späteren Phase 60 bis 70 mm (Ereignisse Nr. 13 bis 15).

Ereignisse Nr. 13 bis 15 (Bilder A1.1 und A1.5):

Innerhalb von knapp 18 Stunden wurde am 22./23.12. wieder der Feuchtigkeitszustand vom 02.12. erreicht. Die Wasseraufnahme lief ab, während die Betontemperatur von -1 auf -4 °C und die Lufttemperatur von -2 auf -5 °C fielen. Der weitere Temperaturabfall hatte das teilweise Gefrieren des Porenwassers im Beton zur Folge. Während des folgenden, von Niederschlägen begleiteten, Temperaturanstiegs der Luft von -10 auf knapp 0 °C und des Betons

von -6 auf -0.5 °C, wurden – nach dem Auftauen des Betons – sehr grosse Wassermengen bis in grosse Tiefen eingetragen. Auch der nächste Frost-/Tau-Wechsel wurde von einer grossen Wasseraufnahme gefolgt, wobei die Temperatur der Luft von -4 auf $+4$ °C und die des Betons von -3 auf $+3$ °C anstieg. Die Wasseraufnahmen betrugen 0.14 kg/m² (Ereignis Nr. 13), 0.46 kg/m² (Ereignis Nr. 14) und 0.41 kg/m² (Ereignis Nr. 15).

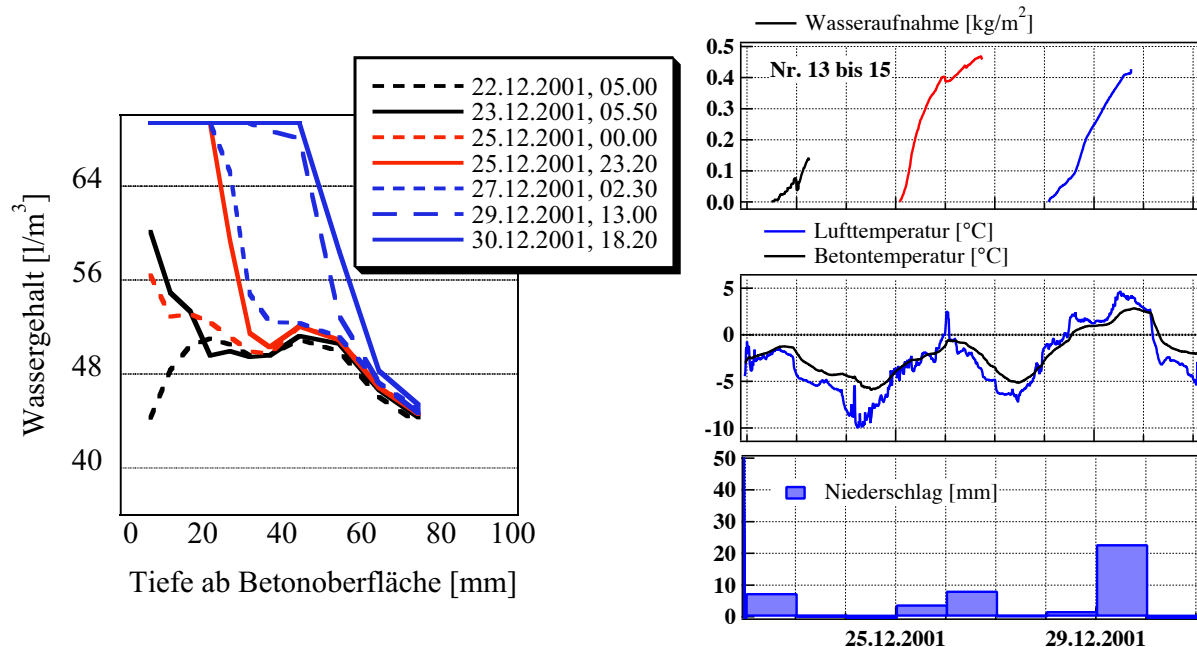


Bild A1.5: Ereignisse Nr. 13 bis 15, Dezember 2001.

Bis zum 19. Januar 2002 war es trocken und sehr kalt. Eine langsame Austrocknung setzte ein, wobei der Beton ab 15 mm gesättigt blieb. Für Wassereinträge stand somit nur wenig freies Porenvolumen an der Oberfläche zur Verfügung. Die Auswirkung von weiteren Wassereinträgen blieb deshalb auf 5 bis 10 bzw. 10 bis 15 mm beschränkt (Ereignis Nr. 16).

Ereignis Nr. 16 (Bilder A1.1 und A1.6):

Ab dem 20. Januar stiegen die Temperaturen auf bis zu 10 °C. Niederschläge gab es am 21. und am 25. wenig, am 27. viel. Die Niederschläge vom 27. Januar führten nur zu einer geringen Wasseraufnahme, da der Beton im Inneren immer noch gesättigt und die Beton- und die Lufttemperatur mit $+5$ bis $+6$ °C eher hoch waren.

Ende Februar war das Feuchtigkeitsniveau im Kern zwar immer noch sehr hoch (nahezu Sättigung bei 50 mm), aber es hatte sich seit Ende Januar ein steiler Feuchtigkeitsgradient zur Oberfläche hin gebildet. An der Oberfläche war wieder mehr Porenvolumen frei. So waren zwei weitere grosse Wassereinträge möglich, welche erneut die Sättigung der vorderen Tiefenstufen zur Folge hatten (Ereignisse Nr. 18 und 19).

Ereignisse Nr. 18 und 19 (Bilder A1.1 und A1.7):

Der erste Wassereintrag erfolgte am 3. Tag mit Niederschlag während des Abfalls der Temperatur des Betons von $+2$ auf -1.5 °C und der Luft von 0 auf -3.5 °C, der zweite erfolgte 3 Tage später bei Temperaturen des Betons um ± 0.5 °C und der Luft von -2 bis 0 °C. Danach war der Beton bis zur Oberfläche wieder nahezu gesättigt. Die Wasseraufnahme betrug 0.16 kg/m^2 (Ereignis Nr. 18) und 0.20 kg/m^2 (Ereignis Nr. 19).

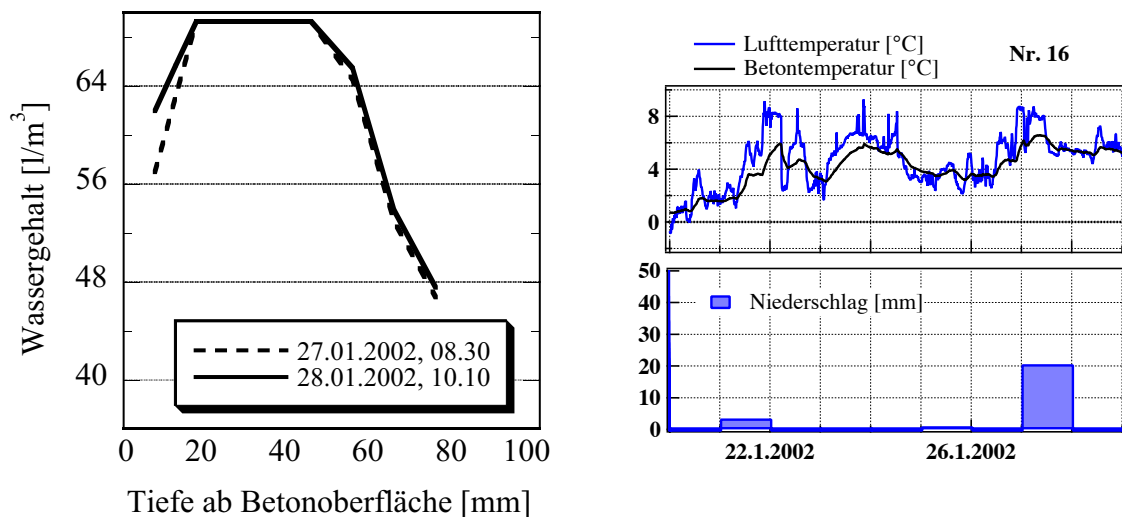


Bild A1.6: Ereignis Nr. 16, Januar 2002.

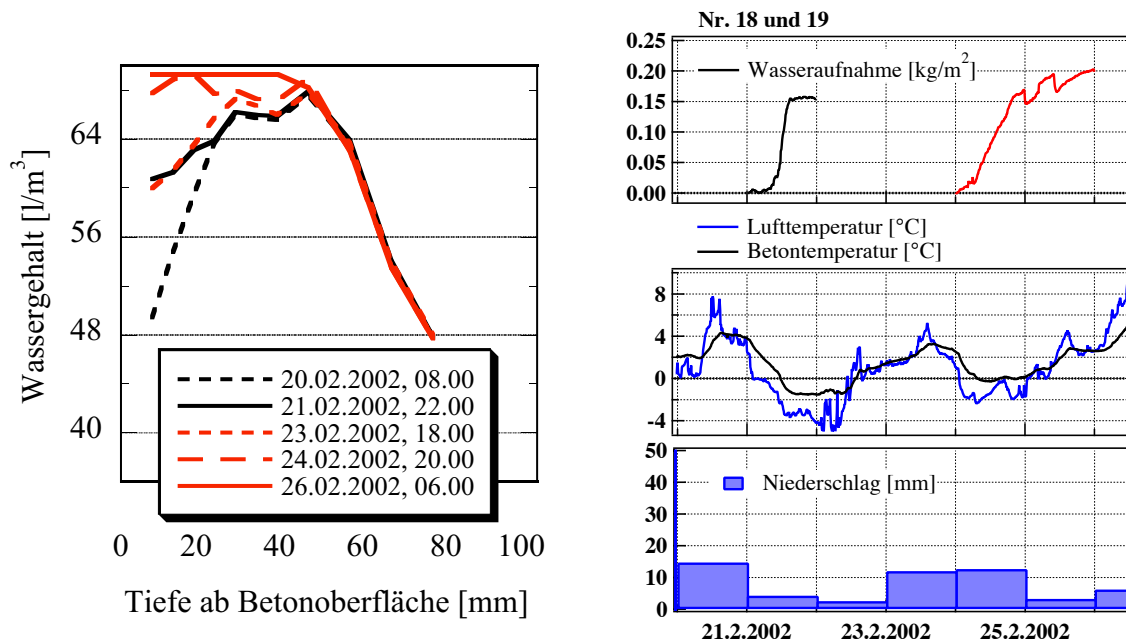


Bild A1.7: Ereignisse Nr. 18 und 19, Februar 2002.

Ab diesem Zeitpunkt begann die Austrocknungsphase des Sommerhalbjahrs 2002, während der kaum Wassereinträge zu verzeichnen waren. Auch extreme Niederschläge wie sie im November 2002 zu verzeichnen waren, führten kaum zu einem Wassereintrag. Der Wassergehalt nahm im ganzen Querschnitt, unabhängig von allfälligen Niederschlägen, im Laufe des Sommers gleichmässig ab. Und die Tiefenwirkung von Wassereinträgen blieb beschränkt auf die ersten 10 mm (Bilder A1.1 und A1.8). Die Temperaturen lagen bei den dargestellten Ereignissen zwischen +4 bis +12 °C (Luft) bzw. +5 bis +15 °C (Beton). Die Wasseraufnahme war jeweils kleiner als 0.05 kg/m².

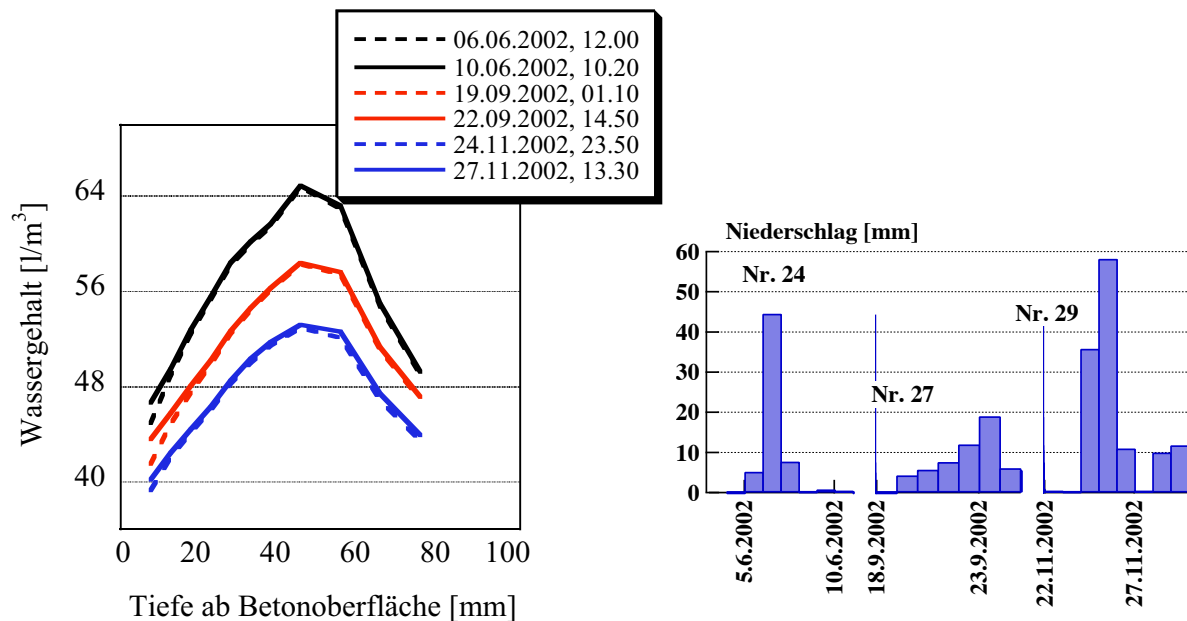


Bild A1.8: Ereignisse Nr. 24, 27 und 29, Sommer 2002.

Die Austrocknungsphase 2002 endete Mitte Januar 2003. Innerhalb von zwei Wochen wurde dreimal Wasser eingetragen, ohne jedoch eine grössere Tiefenwirkung zu erzielen. Auch waren die Einträge eher langsam. Erst Ende Januar wurde der Beton wieder bis in 10 bis 15 mm Tiefe gesättigt (Ereignisse Nr. 35 bis 38).

Ereignisse Nr. 35 bis 38 (Bild A1.1):

Nach einer mehrtägigen Kälteperiode gab es am 13./14.01. bei steigenden Temperaturen wenig Niederschlag, der zu einem ersten Wassereintrag von 0.16 kg/m² führte. Die weiteren Einträge erfolgten bei praktisch konstanten (0.12 kg/m²) und bei leicht steigenden (0.08 kg/m²) Temperaturen. Bei allen drei Ereignissen lagen die Betontemperaturen zwischen -2 bis +3 °C und die Lufttemperaturen zwischen -3 bis +4 °C. Die Luft wies jeweils nahezu die Sättigungsfeuchtigkeit auf. Die drei Ereignisse waren vergleichsweise langsam (12 bis 24 Stunden) und erreichten eine Tiefenwirkung von etwa 20 mm. Das darauf folgende Ereignis Nr. 38 hatte dann die Sättigung in den ersten 15 mm zur Folge. Bei abfallenden Temperaturen von -0.5 bis -2 °C (Beton) bzw. -2 bis -4 °C (Luft) wurde viel Wasser aufgenommen (0.30 kg/m²).

Nach einer kurzen Gefrierphase folgte im Februar in zwei Stufen ein weiterer grosser Wassereintrag mit Sättigung bis in die Tiefenstufe 40 bis 50 mm (Ereignisse Nr. 39 und 40).

Ereignisse Nr. 39 und 40 (Bilder A1.1 und A1.9):

Nach einer kalten Phase mit gefrorenem Beton wurde viel Wasser aufgenommen. Der Eintrag erfolgte während eines Temperaturanstiegs und anschliessenden -abfalls im Bereich von -2 bis 0 °C (Beton) bzw. -4 bis $+3$ °C (Luft), bei starken Niederschlägen, verbunden mit einer hohen Luftfeuchtigkeit. Der Beton wurde in den ersten 40 mm gesättigt. Nach einem Temperaturanstieg wurde bei Temperaturen um 0 °C Wasser in grössere Tiefen nachgesogen. Der Vorgang wurde wieder gebremst beim erneuten Abfall der Temperatur unter -2 °C.

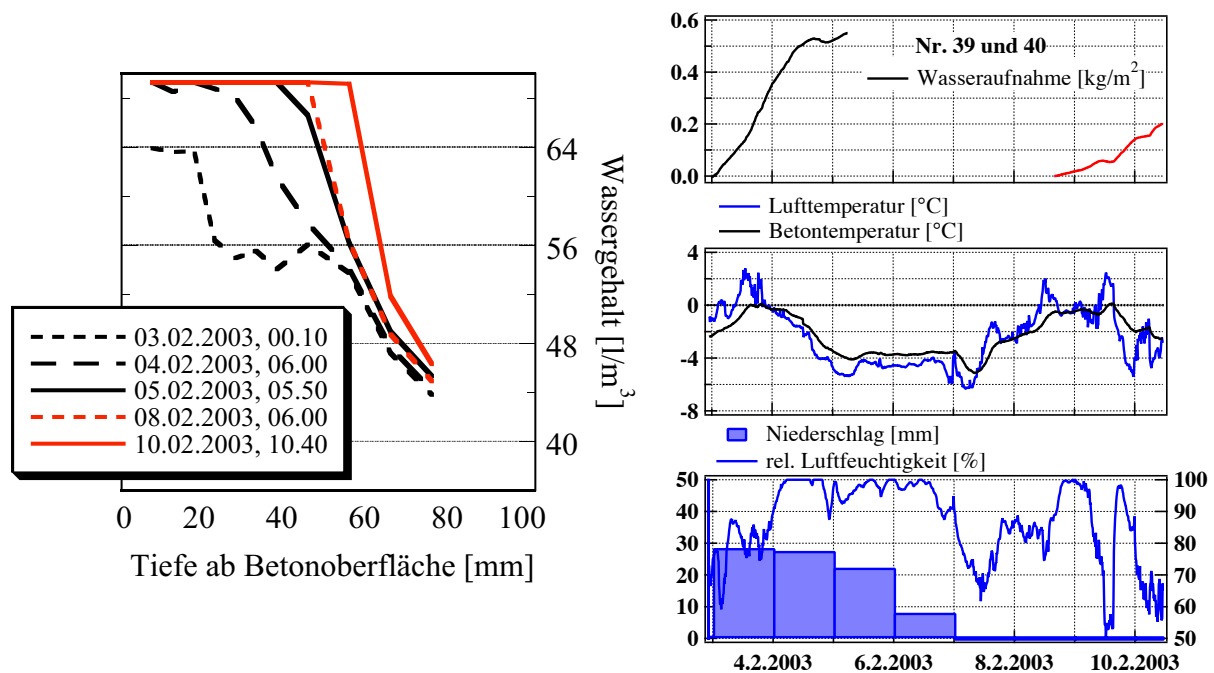


Bild A1.9: Ereignisse Nr. 39 und 40, Februar 2003.

Nach diesen Einträgen war der Beton während rund 10 Tagen weitgehend gefroren. Im letzten Detailausschnitt (Bild A1.1) ist die Auftauphase dargestellt: innerhalb von sehr kurzer Zeit taute der Beton auf und eine langsame Austrocknung nach Aussen bzw. ein Wassertransport zur hinteren Seite, wo ebenfalls Wasser verdunsten konnte, setzten ein.

Während der anschliessenden Austrocknungsphase 2003 führten Niederschläge wiederum nur zu sehr geringen Wassereinträgen ganz an der Oberfläche (< 0.05 kg/m²), unabhängig davon, ob wieder grössere Feuchtigkeitsgradienten im Beton vorhanden waren oder nicht.

Tabelle A1.1: Klimatische Randbedingungen während den registrierten Ereignissen.

Nr.	Datum	Ereignis mit Chlorid		Spritzwasser	Niederschläge Göschenen	Temperatur [°C]		Relative Luftfeuchtigkeit	Wasseraufnahmekapazität der Luft
		ja	nein		[mm]	Beton	Luft	[%]	[g/m³]
1	17.11.2000	X		ja	40	+2.5 bis +1	+0.5 bis 0	91	(vorher 1) 0.5
2	14./15.12.2000	X		ja	10/11	+6 bis +1.5	+4 bis -0.5	(40 bis 50) 90	0.5 bis 1
3	28.12.2000 29./30.12.00	X		ja	4 2	+4 bis -1	+2 bis -2	(60 bis 70) 95	0.1 bis 0.5 0.2 (dazw. 1)
4	03.02.2001 04.02.2001	X		ja	11 nein	-1.5 bis +0.5	-3 bis 0
5	22.02.2001 23.02.2001	X		ja	15 35	+1.5 bis +2.5	-0.5 bis +2
6	03.03.2001 05.03.2001	X		ja	2	+2.5 bis +4	+1 bis +4
7	15.04.2001	X		ja	28	+2 bis +1	-2 bis 0
8	08.-10.06.2001		X	ja	ca. 8/12/18	+15 bis +12	+15 bis +10
9	07.09.2001		X	Fühler defekt	5 5/21	+10 bis +11 +10 bis +9	+9 bis +11 +9 bis +8
10	24./25.09.01		X						
11a	23.11.2001	X		ja	4 4	+1.5 bis -1 0 bis +2	0 bis -3 -1 bis +2
11b	25.11.2001								
12	30.11.2001 01.12.2001	X		Nein ja	10 1	+2.5 bis +4 +4 bis +5	+2 bis +4 +4 bis +6
13	22./23.12.				8/1	-1 bis -4	-2 bis -5		
14	25.12.	X		ja (ev. gefroren)	4 2/22	-4 bis -1 -2 bis +1	-4 bis 0 -1 bis +2		
15	28./29.12.								
16	27./28.01.2002	(X)	X	ja	21 0	+6 bis +5	+6 bis +5		
17	07.02.2002	X		ja	7	+2 bis +2.5	0 bis 1.5		

Tabelle A1.1: Klimatische Randbedingungen während den registrierten Ereignissen. Fortsetzung.

Nr.	Datum	Ereignis mit Chlorid		Spritzwasser	Niederschläge Göschenen	Temperatur [°C]		Relative Luftfeuchtigkeit	Wasseraufnahmekapazität der Luft
		ja	nein		[mm]	Beton	Luft	[%]	[g/m ³]
18	21.02.2002	X		ja	4	+2 bis -1.5	0 bis -3.5		
19	24.02.2002				12	+/- 0.5	-2 bis 0		
20	02./03.03.2002	X		ja	18/2	+4 bis +1.5	+2.5 bis -0.5		
21	12./13.04.2002	X		ja	2/9	+8.5 bis +7	+9 bis +6		
22	02.-05.05.2002		X	Ev. Fühler defekt	118/115/30/2	+10 bis +4	+7 bis +1	
23	25.-28.05.2002	X		Ja	2/38/52/2	+12 bis +5	+15 bis +1.5	
24	06.-09.06.2002		X	ja	44/8/0/2	+12 bis +10	+10 bis +8	
25	16./17.07.02		X	ja	9/19	+16 bis +14	+16 bis +13	
26	10./12.08.2002		X	Fühler defekt	29/19/0.5 vorher immer Regen	+10 bis +12.5	+8 bis +13	
27	19.-22.09.2002		X	ja	4/6/8/11	+14 bis +12	+15 bis +10	(60 bis 80) 95	0 bis 1.0 dazw. bis 3
28	14.-16.11.02				88/120/100	+10 bis +6	+10 bis +5	(55 bis 65) 95	0-1
29	24.-26.11.02	X	X	ja	36/58/11	+9.5 bis +7.5	+10 bis +8	(50-60) 95 bis 100	0 bis 0.5
30	28./29.11.02				10/12	+10 bis +4	+12 bis +2	(50-60) ca. 100	0 bis 5
31	03.12.2002	X		ja	2/0	+3 bis +2	0 bis +0.5	100	0
32	16./17.12.02				19/15	+5 bis +2.5	+6 bis +1	(70 bis 90) 100	0 bis 1.5
33	21.-23.12.02	X		ja	9/12/0	+3 bis +6	+3 bis +8	(75 bis 85) 100	1 bis 0
34	07.01.2003	X		ja	nein	-2.5 bis -4.5	-5 bis -6	90 bis 75 (syn.)	0.2

Tabelle A1.1: Klimatische Randbedingungen während den registrierten Ereignissen. Fortsetzung.

Nr.	Datum	Ereignis mit Chlorid ja nein	Spritzwasser	Niederschläge Göschenen [mm]	Temperatur [°C]		Relative Luftfeuchtigkeit [%]	Wasserauf- nahmekapazität der Luft [g/m ³]
35	13./ 14.01.2003	X	ja	ca. 7 nein	-2.5 bis +0.5	-3 bis +2	(60 bis 80) 100	0 0
36	24.01.2003	X		4	1 bis +0.5	0 bis +0.5	100	0
37	27./28.01.03	X	ja	9/11 13/8	0 bis +3 -1 bis -3	0 bis +4, -2 bis -4	(90) 100 (85 bis 95) 100	0 0
38	29./30.01.03	X						
39	03./04.02.03	X	Fühler gefroren	29/28 nein	-2 bis 0 0 bis -2	-2 bis +2 0 bis -5	(75 bis 85) 100 55 bis 95	0.8 bis 1.2 (tauen), dann 0 1 bis 3 (nachsaug.)
40	07.02.03 09./10.02.03	X						
	20.- 27.02.2003	X	20.-22., vereinzelt am 23./24. und 27.	nein	-1 auf 0 bis +2 ab 24.02. +2 bis +6	-4 auf 0 bis +5 ab 24.02. +3 bis +8	30 bis 60 ab 24. 40 bis 20	2 bis 5, 3 bis 7 (ab 24.)
41	02./ 03.03.2003	X	ja	ca. 5/0	+5 bis +2	+2.5 bis +0.5	(50 bis 70) 100	0 bis 0.2
42	06./ 07.03.2003	X	ja	ca. 2/0	+6 bis +3	+6 bis +2	(50 bis 60) 90	um 1, ganz kurz bis 0.1

Tabelle A1.2 : Auswirkungen der Ereignisse auf den Wassergehalt aller Betone.

Nr.	Datum	Tiefenwirkung, gesamte Wasseraufnahme und Dauer des Haupt-(bzw. Gesamt-)eintrags														
		w/z = 0.50			w/z = 0.35			7 % Silikastaub			15 % Flugasche			20 % Hüttensand		
		[mm]	[l/m ²]	[h]	[mm]	[l/m ²]	[h]	[mm]	[l/m ²]	[h]	[mm]	[l/m ²]	[h]	[mm]	[l/m ²]	[h]
1	17.11.2000	15 bis 20	0.09	6	10 bis 15	0.05	6	10 bis 15	0.07	Ca. 8	10 bis 15	0.08	6	15 bis 20	0.08	6
2	14./ 15.12.2000	5 bis 10	<0.05 (0.04)		5 bis 10	0.02		5 bis 10	0.03		5 bis 10	0.02		5 bis 10	0.02	
3	28.12.2000 29./30.12.00	synchron 5 bis 10	0.04		Synchron 5 bis 10	0.02		5 bis 10	0.04		5 bis 10	0.03		5 bis 10	0.05	
4	03.02.2001 04.02.2001	20 bis 25	0.24	6 (48)	10 bis 15	0.11	18 (48)	10 bis 15	0.17	Ca. 8	10 bis 15	0.10	12	15	0.11	12
5	22.02.2001 23.02.2001	20 bis 25	0.28	6 bis 12 (24)	10 bis 15	0.10	24 (36)	10 bis 15	0.22	Ca. 12	15 bis 20	0.26	12	20 bis 25	0.33	12
6	03.03.2001 05.03.2001	synchron 10 bis 15	0.03	6	Synchron 5 bis 10	0.025	6	Synchron 5 bis 10	0.01		Synchron 10	0.03	6	Synchron 10	0.04	6
7	15.04.2001	Ca. 15	0.06	12	10 bis 15	0.05	18	5 bis 10	0.01		5 bis 10	0.04		5 bis 10	0.05	
8	08.- 10.06.2001	5 bis 10	<0.05		5 bis 10	0.025	24	5 bis 10	0.03		5 bis 10	0.03		5 bis 10	0.04	
9	07.09.2001	5 bis 10	<0.05		5 bis 10	0.03	24	5 bis 10			5 bis 10	0.02		5 bis 10	0.02	
10	24./25.09.01	5 bis 10			5 bis 10	0.02	24	5 bis 10	0.03		5 bis 10	0.01		5 bis 10	0.02	
11a	23.11.2001	15 bis 20	0.08	12	5 bis 10	0.06	Ca. 24	10 bis 15	0.07	Ca. 12	20 bis 25	0.34	12	25 bis 30	0.48	12
11b	25.11.2001	20 bis 25	0.20	18 bis 24		0			0		20 bis 25	0.27	8	25 bis 30	0.04	12
12	30.11.2001 01.12.2001	25 bis 30	0.09 0.09	ca. 6 ca. 6	5 bis 10 5 bis 10	0.04 0.02	24 24	15	0.03 0.06	Ca. 8 ca. 8	5 bis 10	0.05	6	25 bis 30	0.10	6
13	22./23.12.	15 bis 20	0.14	6 - 12 (18)	10 bis 15	0.04	30	15 bis 20	0.23	Ca. 9	20	0.20	6	20 bis 25	0.28	6
14	25.12.	35 bis 40	0.46	12 (36)	5 bis 10 *)	0.06	18	15 bis 20	0.12	ca. 24	25	0.12	24	20 bis 25	0.12	24
15	28./29.12.	50 bis 60	0.41	24 (48)	*) 0 nur UV		12	35 bis 40	0.45	12 bis 24	50 bis 60	0.50	12	50 bis 60	0.40	12
16	27./ 28.01.2002	10 bis 15, übrige TS gesättigt	0.09		5 bis 10	0.03	18	5 bis 10	0.02		5 bis 10	0.05	10	5 bis 10	0.07	8
17	07.02.2002	5 bis 10	<0.05			0	36		0		5 bis 10	0.02		5 bis 10	0.05	

Tabelle A1.2 : Auswirkungen der Ereignisse auf den Wassergehalt aller Betone. Fortsetzung.

Nr.	Datum	Tiefenwirkung, gesamte Wasseraufnahme und Dauer des Haupt-(bzw. Gesamt-)eintrags														
		w/z = 0.50			w/z = 0.35			7 % Silikastaub			15 % Flugasche			20 % Hüttensand		
		[mm]	[l/m ²]	[h]	[mm]	[l/m ²]	[h]	[mm]	[l/m ²]	[h]	[mm]	[l/m ²]	[h]	[mm]	[l/m ²]	[h]
18	21.02.2002	15 bis 20	0.16	6 (10)	5 bis 10	0.02		10 bis 15	0.19	6	15 bis 20	0.16	6	15 bis 20	0.20	6
19	24.02.2002	30 bis 35	0.20	15 (24)	5 bis 10	0.02		15 bis 20	0.10	12	20 bis 25	0.16	9	gesättigt !	0	
20	02./03.03.2002	5 bis 10, übrige TS gesättigt	0.05		5 bis 10	0.03		5 bis 10	0.04		5 bis 10, Rest ge-sättigt	0.05		5 bis 10, Rest ge-sättigt	0.05	
21	12./13.04.2002	5 bis 10	< 0.05			0		5 bis 10	0.03		5 bis 10	0.02		5 bis 10	0.03	
22	02.-05.05.2002	5 bis 10	<< 0.05			0		5 bis 10	0.02			0			0	
23	25.-28.05.2002	5 bis 10	<< 0.05			0		5 bis 10	0.02		5 bis 10	0.01			0	
24	06.-09.06.2002	5 bis 10	<< 0.05		5 bis 10	0.01		5 bis 10	0.03		5 bis 10	0.01		5 bis 10	0.02	
25	16./17.07.02	5 bis 10	< 0.05			0		5 bis 10	0.02		5 bis 10	0.02		5 bis 10	0.04	
26	10./12.08.2002	5 bis 10	< 0.05			0		5 bis 10	0.03					5 bis 10	0.02	
27	19.-22.09.2002	5 bis 10	< 0.05		5 bis 10	0.01		5 bis 10	0.02		5 bis 10	0.02		5 bis 10	0.02	
28	14.-16.11.02	5 bis 10			5 bis 10	0.01		5 bis 10	0.02		5 bis 10	0.01		5 bis 10	0.03	
29	24.-26.11.02	(16. und 25.)	<< 0.05		5 bis 10	0.02		5 bis 10	0		5 bis 10 synchron	0		5 bis 10 synchron	0.02	
30	28./29.11.02					nichts										
31	03.12.2002	5 bis 10	< 0.05		5 bis 10	nichts			0		5 bis 10	0.02		5 bis 10	0.01	
32	16./17.12.02	Synchron			5 bis 10	nichts			0							
33	21.-23.12.02	5 bis 10			5 bis 10	0.01										
34	07.01.2003	10 bis 15	0.05		5 bis 10	0.01			0.06			0		5 bis 10	0.02	

Tabelle A1.2 : Auswirkungen der Ereignisse auf den Wassergehalt aller Betone. Fortsetzung.

Nr.	Tiefenwirkung, gesamte Wasseraufnahme und Dauer des Haupt-(bzw. Gesamt-)eintrags															
	Datum	w/z = 0.50			w/z = 0.35			7 % Silikastaub			15 % Flugasche			20 % Hüttensand		
		[mm]	[l/m ²]	[h]	[mm]	[l/m ²]	[h]	[mm]	[l/m ²]	[h]	[mm]	[l/m ²]	[h]	[mm]	[l/m ²]	[h]
35	13./14.01.2003	15 bis 20	0.16	24	5 bis 10	0.04	12 (24)	15 bis 20	0.30	12	20 bis 25	0.31	18	20 bis 25	0.47	12
36	24.01.2003	15 bis 20	0.12	12	5 bis 10	0.02	18	10 bis 15	0.19	6	20 bis 25	0.22	12	25 bis 30	0.30	12
37	27./28.01.03	15 bis 20	0.08	24	5 bis 10	0.03	18	10	0.1	Ca. 24	15 bis 20	0.16	24	15 bis 20	0.10	12
38	29./30.01.03	30 bis 35	0.30	24	5 bis 10	0.02	24	15 bis 20	0.1		30 bis 35	0.26	12	35 bis 40	0.05	12
39	03./04.02.03	50 bis 60	0.55	36 bis 48	5 bis 10	0.01	30	30 bis 35	0.22	Ca. 24	50 bis 60	0.45	24	50 bis 60	0.26	12
40	07.02.03 09./10.02.03	70 bis 80	0.20	24 bis 36	synchron synchron			synchron synchron	0 0		70 bis 80	> 0.30	24	synchron 70 bis 80	0.20	24
	20.-27.02.2003	Austrocknen zur Oberfläche (bis 15 bis 20 mm) Diffusion ins Innere (60 bis 80 mm)			Leichtes Austrocknen, nur der äußersten Schichten bis 5 bis 10 mm						Nahezu gesättigt und gefroren					
41	02./03.03.2003	5 bis 10	0.05			nichts		5 bis 10	0.02		5 bis 10	0.03		5 bis 10	0.03	
42	06./07.03.2003	5 bis 10	< 0.05			nichts		synchron			Synchron	0		Synchron		

Literaturverzeichnis

- [1] Tuutti, K. (1982), *Corrosion of steel in concrete*, Swedish Cement and Concrete Research Institut, Stockholm.
- [2] Zimmermann, L. (2000), Korrosionsinitiierender Chloridgehalt von Stahl in Beton, Diss. ETH Nr. 13'870.
- [3] Schiegg, Y. (2002), *Online-Monitoring zur Erfassung der Korrosion der Bewehrung von Stahlbetonbauten*, Diss. ETH Nr. 14'583.
- [4] Flückiger, D. (1993), *Perkolationsbetrachtungen zum Feuchtigkeitstransport in porösen Körpern - Anwendung der Perkolationstheorie auf den kapillaren Wassertransport in Zementstein*, Diss. ETH Nr. 10'223.
- [5] Lunk, P. (1997), *Kapillares Eindringen von Wasser und Salzlösungen in Beton*, Aedificatio Publishers, Fraunhofer IRB Verlag.
- [6] Mayer, G. (2002), *Feuchte und Salztransport in Werkstoffen des Bauwesens*, Diss. ETH Nr. 14'367.
- [7] Moro, F. (2003), *Modeling of humidity-transport in concrete*, Diss. ETH Nr. 14'984.
- [8] Czernin, W. (1977), *Zementchemie für Bauingenieure*, Bauverlag, Wiesbaden und Berlin.
- [9] Kreijger, P.C. (1984), *The skin of concrete - composition and properties*, Materials and Structures, Vol. 17, Heft Nr. 100, Seiten 275-283.
- [10] Keller, T. (1991), *Dauerhaftigkeit von Stahlbetontragwerken - Transportmechanismen, Auswirkung von Rissen*, IBK-Bericht Nr. 184, Birkhäuser Verlag.
- [11] Scrivener, K.L., Gartner, E.M. (1988), *Microstructural gradients in cement paste around aggregate particles*, Materials Research Society, Symposium Proceedings, Vol. 114, Seiten 77-85.
- [12] Setzer, M.J. (1986), *Transportvorgänge und Porenstruktur*, Mitteilungen aus dem Forschungsinstitut des Vereins der österreichischen Zementfabrikanten, Heft Nr. 39, Seiten 7-17.
- [13] Gaber, K. (1989), *Einfluss der Porengrößenverteilung in der Mörtelmatrix auf den Transport von Wasser, Chlorid und Sauerstoff im Beton*, Diss. D17, TH Darmstadt.
- [14] Setzer, M.J. (1992), *Durability of concrete*, Proceedings of the 3rd international workshop on bridge rehabilitation, Ed. G. König, A. S. Nowak; Ernst & Sohn, Berlin; Seiten 767-778.

- [15] Steffens, A. (2000), *Modellierung von Karbonatisierung und Chloridbindung zur numerischen Analyse der Korrosionsgefährdung der Betonbewehrung*, Diss. TU Braunschweig.
- [16] Kiessl, K. (1983), *Kapillarer und dampfförmiger Feuchtetransport in mehrschichtigen Bauteilen: rechnerische Erfassung und bauphysikalische Anwendung*, Diss. TU Essen.
- [17] de Boer, J.H. (1958), *The shapes of capillaries*, The structure and properties of porous materials, Proceedings of the 10th Symposium of the Colston Research Society, Bristol, Butterworths Scientific Publications, London.
- [18] Dullien, F.A.L. (1979), *Porous media - Fluid transport and pore structure*, Academic Press Inc., New York.
- [19] Pihlajavaara, S.E. (1965), *On the main features and methods of investigation of drying and related phenomena in concrete*, The State Institute for Technical Research, Report Nr. 100, Finland.
- [20] Wittmann, F.H. (1979), *Feuchtigkeitsaufnahme und Feuchtigkeitstransport in porösen Baustoffen*, Bautenschutz und Bausanierung, Vol. 2, Heft Nr. 4, Seiten 115-124.
- [21] Garrecht, H. (1992), *Porenstrukturmodelle für den Feuchtehaushalt von Baustoffen mit und ohne Salzbefrachtung und rechnerische Anwendung auf Mauerwerk*, Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie, TH Karlsruhe.
- [22] Nilsson, L.O. (1980), *Hygroscopic moisture in concrete - drying, measurements & related material properties*, Report TVBM 1003, Lund Institute of Technology.
- [23] Lutz, P., Klopfer, H., et al. (2002), *Lehrbuch der Bauphysik*, B.G. Teubner Verlag, Stuttgart, Leipzig, Wiesbaden.
- [24] Stark, J., Krug, H. (1997), *Baustoffkenngrößen*, Schriften der Bauhaus-Universität Weimar, F.A. Finger-Institut, Weimar.
- [25] Krischer, O. (1992), *Die wissenschaftlichen Grundlagen der Trocknungstechnik*, Springer Verlag, Berlin.
- [26] Wedler, G. (1987), *Lehrbuch der physikalischen Chemie*, VCH Verlagsgesellschaft mbH, Weinheim, 3. Auflage.
- [27] Defay, R., Prigogine, I., Bellemans, A. (1966), *Surface tension and adsorption*, Longmans, Green & Co. Ltd., London.
- [28] Sommer, E. (1971), *Beitrag zur Frage der kapillaren Flüssigkeitsbewegung in porösen Stoffen bei Be- und Entfeuchtungsvorgängen*, Diss. TH Darmstadt.
- [29] Sosoro, M. (1995), *Modell zur Vorhersage des Eindringverhaltens von organischen Flüssigkeiten*, DAfStb, Heft 446, Beuth Verlag Berlin.
- [30] Meng, B. (1993), *Charakterisierung der Porenstruktur im Hinblick auf die Interpretation von Feuchtetransportvorgängen*, Aachener Beiträge zur Bauforschung, Band 3, Augustinus Buchhandlung, Aachen.
- [31] Sasse, H.R., Riecken, B. (1996), *Zum Kapillartransport in porösen Festkörpern*, Advances in Building Materials Science, Aedificatio Publishers, Freiburg, Seiten 317-344.
- [32] McCarter, W.J., Ezirim, H., Emerson, M. (1992), *Absorption of water and chloride into concrete*, Magazine of Concrete Research, Vol. 44, Nr. 158, Seiten 31-37.
- [33] Rucker, P., Beddoe, R.E., Krus, M. (2003), *Neue Erkenntnisse zu den Transportmechanismen von Feuchte und Chlorid in Beton*, ibausil, 15. Intern. Baustofftagung, Tagungsbericht Band 2, F.A. Finger-Institut, Bauhaus-Universität, Weimar.

-
- [34] Kettenacker, L. (1930), *Über die Feuchtigkeit von Mauern*, Gesundheitsingenieur, Vol. 53, Heft Nr. 45, Seiten 721-728.
 - [35] Cammerer, W.F. (1963), *Die kapillare Wasserbewegung in porösen Körpern*, VDI Forschungsheft 500, VDI-Verlag, Düsseldorf.
 - [36] Schwarz, B. (1972), *Die kapillare Wasseraufnahme von Baustoffen*, Gesundheitsingenieur, Vol. 93, Heft Nr. 7, Seiten 206-211.
 - [37] Volkwein, A. (1991), *Untersuchungen über das Eindringen von Wasser und Chlorid in Beton*, TU München, Berichte aus dem Baustoffinstitut, Heft Nr. 1.
 - [38] Krus, M., Hansen, K.K., Künzel, H.M. (1997), *Porosity and liquid absorption of cement paste*, Materials and Structures, Vol. 30, Seiten 394-398.
 - [39] Reinhardt, H.W., Pfingstner, A. (2002), *Porengrößenbestimmung aus n-Decan-Eindringversuchen in Beton*, Otto Graf Journal, Universität Stuttgart, Seiten 65-76.
 - [40] Garboczi, E.J., Bentz, D.P. (1996), *Modelling of the microstructure and transport properties of concrete*, Construction and Building Materials, Vol.10, Nr.5, Seiten 293-300.
 - [41] Sosoro, M., Reinhardt, H.W. (1994), *Eindringverhalten von Flüssigkeiten in Beton in Abhängigkeit von der Feuchte der Probekörper und der Temperatur*, DAfStb, Heft 445, Beuth Verlag Berlin.
 - [42] Paschmann, H., Grube, H., Thielen, G. (1995), *Untersuchungen zum Eindringen von Flüssigkeiten in Beton sowie zur Verbesserung der Dichtigkeit des Betons*, DAfStb, Heft 450, Beuth Verlag Berlin.
 - [43] Lunk, P., Mayer, G., Wittmann, F.H. (1998), *Einfluss des Eindringens von Chloriden auf die wartungsfreie Nutzungsdauer von Stahlbetontragwerken*, ASTRA, FA 82/93, VSS-Bericht Nr. 536.
 - [44] Guse, U., Hilsdorf, H.K. (1998), *Dauerhaftigkeit hochfester Betone*, DAfStb, Heft 487, Beuth Verlag Berlin.
 - [45] Prim, P., Wittmann, F.H. (1996), *Einfluss des Feuchtegehaltes auf das kapillare Saugen*, Internationale Zeitschrift für Bauinstandsetzen, Vol. 2, Heft Nr. 5, Seiten 415-425.
 - [46] Sadouki, H. (1987), *Simulation et analyse numerique du comportement mecanique des structure composites*, Diss. EPF Lausanne.
 - [47] Emerson, E. (1990), *Mechanisms of water absorption by concrete*, Protection of Concrete, Proceedings of the Intern. Conf., Dundee, Ed. R.K. Dhir, J.W. Green, E.&F.N. Spon, London, Seiten 690-700.
 - [48] Kropp, J. (1992), *Feuchtigkeitsgehalt und Karbonatisieren*, Feuchtigkeitstransport und Dauerhaftigkeit von Beton, WTA-Schriftenreihe, Heft Nr. 3, F.H. Wittmann, Seiten 31-49.
 - [49] Rose, D.A. (1965), *Water movement in unsaturated porous materials*, RILEM Bulletin, Vol. 29, Seiten 119-124.
 - [50] Smolczyk, H.G. (1983), *Zur Bindung des Chlorids im Zementstein*, Chloridkorrosion, Mitteilungen aus dem Forschungsinstitut des Vereins der österreichischen Zementfabrikanten, Heft Nr. 36, Wien.
 - [51] Richartz, W. (1969), *Die Bindung von Chlorid bei der Zementerhärtung*, Zement-Kalk-Gips, Vol. 22, Seiten 447-456.

- [52] Suryavanshi, A.K., Scantlebury, J.D., Lyon, S.B. (1996), *Mechanism of Friedel's Salt formation in cements rich in C_3A* , Cement and Concrete Research, Vol. 26, Nr. 5, Seiten 717-727.
- [53] Wowra, O., Setzer, M.J. (2000), *Einfluss der elektrochemischen Doppelschicht auf die Sorption und den Transport von Chlorionen im Zementstein*, Internationale Zeitschrift für Bauinstandsetzen, Vol. 6, Nr. 4, Seiten 415-428.
- [54] Frey, R. (1990), *Neuere reaktionskinetische Erkenntnisse zum Mechanismus der Chlорiddiffusion im Zementstein von Betonen*, Habilitation, Universität Stuttgart.
- [55] Tritthart, J. (1989), *Chloride binding in cement: The influence of the hydroxide concentration in the pore solution of hardened cement paste on chloride binding*, Cement and Concrete Research, Vol. 19, Seiten 683-691.
- [56] Sandberg, P. (1999), *Studies of chloride binding in concrete exposed in a marine environment*, Cement and Concrete Research, Vol. 29, Seiten 473-477.
- [57] Tang, L., Nilsson, L.O. (1993), *Chloride binding capacity and binding isotherms of OPC pastes and mortars*, Cement and Concrete Research, Vol. 23, Seiten 247-253.
- [58] Tang, L. (1996), *Chloride transport in concrete - measurement and prediction*, Publication P-96:6, Chalmers University of Technology, Department of Building Materials.
- [59] Glass, G.K., Stevensen, G.M., Buenfeld, N.R. (1998), *Chloride-binding isotherms from the diffusion cell test*, Cement and Concrete Research, Vol. 28, Nr. 7, Seiten 939-945.
- [60] Kayyali, O.A., Haque, M.N. (1988), *Effect of carbonation on the chloride concentration in pore solution of mortars with and without fly ash*, Cement and Concrete Research, Vol. 18, Nr. 3, Seiten 636-648.
- [61] Wierig, H.J., Langkamp, H. (1995), *Über die Chloridpenetration in nichtcarbonatisierte und carbonatisierte Betone*, ZKG International, Vol. 48, Nr. 3, Seiten 184-192.
- [62] Suryavanshi, A.K., Swamy, R.N. (1996), *Stability of Friedel's Salt in carbonated concrete structural elements*, Cement and Concrete Research, Vol. 26, Nr. 5, Seiten 729-741.
- [63] Schwiete, H.E., Ludwig, U., Albeck, J. (1969), *Bindung von Calciumchlorid und Calciumsulfat bei der Hydratation der aluminatisch-ferritischen Klinkerbestandteile*, Zement-Kalk-Gips, Vol. 22, Seiten 225-234.
- [64] Holden, W.R., Page, C.L., Short, N.R. (1983), *The influence of chlorides and sulfates on durability*, Corrosion of reinforcement in concrete constructions, Ed. A.P. Cane, Ellis Horwood Ltd, Chichester, Seiten 143-150.
- [65] Xu, Y. (1997), *The influence of sulphates on chloride binding and pore solution chemistry*, Cement and Concrete Research, Vol. 27, Nr. 12, Seiten 1841-1850.
- [66] Haque, M.N., Kayyali, O.A. (1995), *Free and water soluble chloride in concrete*, Cement and Concrete Research, Vol. 25, Nr. 3, Seiten 531-542.
- [67] Tritthart, J., Cavlek, K. (2000), *Determination of total and free chloride in cement paste and concrete*, Testing and Modelling the chloride ingress into concrete, Ed. C. Andrade, J. Kropp, RILEM Proceedings PRO 19, Paris, Seiten 429-437.
- [68] Scheidegger, E. (1974), *The physics of flow through porous media*, University of Toronto Press.

-
- [69] Wittmann, F.H., Lunk, P. (1991), *Beeinflussung des Feuchtigkeits- und Ionentransportes in Beton durch oberflächentechnologische Massnahmen*, ASTRA, FA 81/88, VSS-Bericht Nr. 217.
 - [70] Crank, J. (1975), *The mathematics of diffusion*, Oxford University Press, 2. Ausgabe.
 - [71] Page, C.L., Short, N.L., Tarras, A. (1981), *Diffusion of chloride ions in hardened cement pastes*, Cement and Concrete Research, Vol. 11, Seiten 395-406.
 - [72] Dhir, R.K., Jones, M.R., Ng, S.L.D. (1998), *Prediction of total chloride content profile and concentration/time-dependent diffusion coefficients for concrete*, Magazine of Concrete Research, Vol. 50, Nr. 1, Seiten 37-48.
 - [73] Collepardi, M., Marcialis, A., Turriziani, R. (1972), *Penetration of chloride ions into cement pastes and concretes*, Journal of the American Ceramic Society, Vol. 55, Nr. 10, Seiten 534-535.
 - [74] Sergi, G., Yu, S.W., Page, C.L. (1992), *Diffusion of chloride and hydroxyl ions in cementitious materials exposed to a saline environment*, Magazine of Concrete Research, Vol. 44, Nr. 158, Seiten 63-69.
 - [75] Andrade, C., Castellote, M., Alonso, C., Gonzales, C. (2000), *Non-steady-state chloride diffusion coefficients obtained from migration and natural diffusion tests. Part I: Comparison between several methods of calculation*, Materials and Structures, Vol. 33, Seiten 21-28.
 - [76] Brodersen, H.A. (1982), *Zur Abhängigkeit der Transportvorgänge verschiedener Ionen im Beton von Struktur und Zusammensetzung des Zementsteins*, Diss. RWTH Aachen.
 - [77] Climent, A.M., de Vera, G., Lopez, J., Garcia, C., Andrade, C. (2000), *Transport of chlorides through non-saturated concrete after an initial limited chloride supply*, Testing and modelling the chloride ingress into concrete, Proceedings Workshop Paris; Ed. C. Andrade, J. Kropp, Seiten 305-316.
 - [78] Gerdes, A.H., Mayer, G.L., Wittmann, F.H. (1994), *Application of reactor theory to investigate migration of reactive ions into concrete*, ConChem - International Conference and Exhibition, Karlsruhe.
 - [79] Andrade, C., Sanjuan, M.A., Recuero, A., Rio, O. (1994), *Calculation of chloride diffusivity in concrete from migration experiments in non steady state conditions*, Cement and Concrete Research, Vol. 24, Nr. 7, Seiten 1214-1228.
 - [80] Tang, L., Nilsson, L.O. (1992), *Rapid determination of chloride diffusivity in concrete by applying an electrical field*, ACI Materials Journal, Vol. 98, Nr. 1, Seiten 49-53.
 - [81] Andrade, C. (1993), *Calculation of chloride diffusion coefficients in concrete from ionic migration measurements*, Cement and Concrete Research, Vol. 23, Nr. 6, Seiten 724-742.
 - [82] Bamforth, P.B. (1999), *The derivation of input data for modelling chloride ingress from eight-year UK coastal exposure trials*, Magazine of Concrete Research, Vol. 51, Nr. 2, Seiten 87-96.
 - [83] Hunkeler, F., Ungricht, H., Merz, Ch. (2002), *Vergleichende Untersuchungen zum Chloridwiderstand von Betonen*, ASTRA, FA 82/98, VSS-Bericht Nr. 568.
 - [84] Whiting, D. (1981), *Rapid measurement of the chloride permeability of concrete*, Public Roads, Vol. 45, Nr. 3, Seiten 101-112.

- [85] ASTM C 1202-94 (1994), *Standard test method for electrical indication of concrete's ability to resist chloride ion penetration*, American Society for Testing and Materials.
- [86] Streicher, P.E., Alexander, M.G. (1995), *A chloride conduction test for concrete*, Cement and Concrete Research, Vol. 25, Nr. 6, Seiten 1284-1294.
- [87] RILEM (1995), *Performance criteria for concrete durability*, Report No. 12, RILEM TC 116-PCD, Ed. J. Kropp, H.K. Hilsdorf, E&FN SPON, Chapman & Hall, London.
- [88] Salta, M.M. (2001), *Methods for measuring concrete resistance to chloride penetration*, COST 521, Proceedings Workshop 17. bis 20. Juni, Tampere; Project P2, WG B3.
- [89] Andrade, C., Sanjuan, M.A. (1995), *Chloride diffusion coefficient obtained from migration tests of high performance concrete*, Durability of High Performance Concrete, Proceedings of the International Workshop, Wien, Ed. H. Sommer, RILEM Publications.
- [90] Henke, J., Kropp, J. (2001), *Evaluation of the chloride penetration resistance of concrete by material characteristics*, COST 521, Proceedings Workshop 17. bis 20. Juni, Tampere; Project D6, WG B3.
- [91] Castellote, M., Andrade, C., Alonso, C. (1999), *Chloride-binding isotherms in concrete submitted to non-steady-state migration experiments*, Cement and Concrete Research, Vol. 29, Seiten 1799-1806.
- [92] Andrade, C., Castellote, M., Cervigon, D., Alonso, C. (1996), *Influence of external concentration and testing time on chloride diffusion coefficient values of steady and non-steady-state migration experiments*, Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction, 4. Int. Symposium, Cambridge, Ed. C.L. Page, P.B. Bamforth, J.W. Figg, Seiten 76-87.
- [93] Siemens T., Polder R. (1998), *Design of concrete structures for durability*, Heron, Vol. 43, Nr. 4, Seiten 227-244.
- [94] Bamforth P.B. (1996), *Definition of exposure classes and concrete mix requirements for chloride contaminated environments*, Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction, 4. Int. Symposium, 1-4 July, Cambridge.
- [95] Wood, J.G.M., Crerar, J. (1997), *Tay Road Bridge: Analysis of chloride ingress variability & prediction of long term deterioration*, Construction and Building Materials, Vol.11, Nr.4, Seiten 249-254.
- [96] Andrade, C., Diez, J.M., Alonso, C. (1997), *Mathematical modeling of a concrete surface "skin effect" on diffusion in chloride contaminated media*, Advanced Cement Based Materials, Vol. 6, Seiten 39-44.
- [97] Nilsson, L.O., Poulsen, E., Sandberg, P., Sörensen, H.E., Klinghoffer, O. (1996), *HETEK, Chloride penetration into concrete, State of the Art, Transport processes, corrosion initiation, test methods, and prediction models*, Report Nr. 53, Road Directorate, Copenhagen, Denmark (ISBN 87 7491 736 6).
- [98] Tang, L., Andersen, A. (2000), *Chloride ingress data from five years field exposure in aswedish marine environment*, Testing and modelling the chloride ingress into concrete, Proceedings Workshop Paris; Ed. C. Andrade, J. Kropp, Seiten 105-119.
- [99] Nilsson, L.O., Andersen, A., Tang, L., Utgenannt, P. (2000), *Chloride ingress data from field exposure in a swedish road environment*, Testing and modelling the chloride ingress into concrete, Proceedings Workshop Paris; Ed. C. Andrade, J. Kropp, Seiten 69-83.

-
- [100] Lindvall, A., Andersen, A., Nilsson, L.O. (2000), *Chloride ingress data from danish and swedish road bridges exposed to splash from de-icing salt*, Testing and modelling the chloride ingress into concrete, Proceedings Workshop Paris; Ed. C. Andrade, J. Kropp, Seiten 85-103.
 - [101] Maage, M., Poulsen, E., Vennesland, O., Carlsen, J.E. (1995), *Service life model for concrete structures exposed to marine environment - initiation period*, LIGHTCON report Nr. 2.4, STF70 A94082 SINTEF, Trondheim, Norwegen.
 - [102] Poulsen, E. (1995), *Design of rebar concrete covers in marine concrete structures*, Chloride penetration into concrete, Proceedings RILEM Workshop, St-Rémy-les-Chevreuse, Ed. L.O. Nilsson, J.P. Ollivier, Seiten 407-416.
 - [103] Frederiksen, J.M., Mejlbro, L., Poulsen, E. (2000), *The Hetek model of chloride ingress into concrete made simpler by approximations*, Testing and modelling the chloride ingress into concrete, Proceedings Workshop Paris; Ed. C. Andrade, J. Kropp, Seiten 317-336.
 - [104] Mejlbro, L., Poulsen, E. (2000), *On a model of chloride ingress into concrete exposed to deicing salt containing chloride*, Testing and modelling the chloride ingress into concrete, Proceedings Workshop Paris; Ed. C. Andrade, J. Kropp, Seiten 337-354.
 - [105] Tang, L. (1995), *A windows program for the prediction of chloride penetration into submerged concrete*, Chloride penetration into concrete, Proceedings RILEM Workshop, St-Rémy-les-Chevreuse, Ed. L.O. Nilsson, J.P. Ollivier, Seiten 206-215.
 - [106] Tang, L., Nilsson, L.O. (2000), *Current development and verification of the numerical model ClinConc for predicting chloride penetration into concrete*, Testing and modelling the chloride ingress into concrete, Proceedings Workshop Paris; Ed. C. Andrade, J. Kropp, Seiten 305-316.
 - [107] Jensen, O.M., Hansen, P.F., Coats, A.M., Glasser, F.P. (1999), *Chloride ingress in cement paste and mortar*, Cement and Concrete Research, Vol. 29, Seiten 1497-1504.
 - [108] Nilsson, L.O. (2000), *A numerical model for combined diffusion and convection of chloride in non-saturated concrete*, Testing and modelling the chloride ingress into concrete, Proceedings Workshop Paris; Ed. C. Andrade, J. Kropp, Seiten 261-275.
 - [109] Bamforth P.B. (1995), *A new approach to the analysis of time-dependent changes in chloride profiles to determine effective diffusion coefficients for use in modelling of chloride ingress*, Chloride penetration into concrete, Proceedings of the RILEM Workshop, St-Rémy-les-Chevreuse, Ed. L.O. Nilsson, J.P. Ollivier, Seiten 195-205.
 - [110] Bamforth P.B. (1998), *Spreadsheet model for reinforcement corrosion in structures exposed to chlorides*, Concrete under severe conditions 2, Proceedings CONSEC '98, Tromsø, Ed. O.E. Gjörff, K. Sakai, N. Banthia, E & FN Spon London und New York, Seiten 64-75.
 - [111] Weyers R.E. (1998), *Service life model for concrete structures in chloride laden environments*, ACI Materials Journal, Vol. 95, Nr. 4, Seiten 445-453.
 - [112] Sagüés A.A., Scannell W., Soh F.W. (1998), *Development of a deterioration model to project future concrete reinforcement corrosion in a dual marine bridge*, Dec. 7-11, Orlando, Florida.
 - [113] Kirkpatrick, J., Weyers, R., Sprinkel, M., Anderson-Cook, C. (2002), *Probabilistic model for the chloride-induced corrosion service life of bridge decks*, Cement and Concrete Research, Vol. 32, Seiten 1943-1960.

- [114] Luciano, J., Miltenberger, M. (1999), *Predicting chloride diffusion coefficients from concrete mixture proportions*, ACI Materials Journal, Vol. 96, Nr. 6, Seiten 698-702.
- [115] Martin-Pérez, B., Pantazopoulou, S.J., Thomas, M.D.A. (1998), *Finite element modelling of corrosion in reinforced concrete highway structures*, Concrete under severe conditions 2, Proceedings CONSEC '98, Tromsø, Ed. O.E. Gjörff, K. Sakai, N. Banthia, E & FN Spon London und New York, Seiten 354-363.
- [116] Thomas, M.D.A., Bamforth, P.B. (1999), *Modelling chloride diffusion in concrete - effect of fly ash and slag*, Cement and Concrete Research, Vol. 29, Seiten 487-495.
- [117] Bentz, E.C. (2003), *Probabilistic modeling of service life for structures subjected to chlorides*, ACI Materials Journal, Vol. 100, Nr. 5, Seiten 391-397.
- [118] Gehlen, Ch. (2000), *Probabilistische Lebensdauerbemessung von Stahlbetonbauwerken – Zuverlässigkeitsbetrachtungen*, DAfStb, Heft 510, Beuth Verlag Berlin.
- [119] Schiessl, P., Lay, S. (2002), *Dauerhaftigkeitsbemessung von Stahlbetonkonstruktionen*, Forschungsbericht Nr. F3003/00, TU München.
- [120] DuraCrete (1998), *Modelling of degradation*, Probabilistic Performance based Durability Design of Concrete Structures.
- [121] Gehlen, Ch. (2001), *Lebensdauerbemessung - Zuverlässigkeitsberechnungen zur wirksamen Vermeidung von verschiedenartig induzierter Bewehrungskorrosion*, Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 96, Heft 7, Seiten 159-163.
- [122] Roelfstra, G. (2001), *Modèle d'évolution de l'état de ponts-routes en béton*, Diss. ETH Lausanne Nr. 2'310.
- [123] Ludescher, H., Hajdin, R. (1998), *KUBA-MS-Ticino Benützerhandbuch*, EDMZ, Bern.
- [124] Torrent, R., Frenzer, G. (1995), *Studie über Methoden zur Messung und Beurteilung der Kennwerte des Überdeckungsbetons auf der Baustelle*, ASTRA, FA 89/89, 95/92 und 90/94, VSS-Bericht Nr. 516.
- [125] Gagné, R., Hénault, G., Marchand, J. (1998), *In-situ and laboratory evaluation of chloride penetration and freeze-thaw durability of high-performance concrete slabs*, Concrete under severe conditions 2, Proceedings CONSEC '98, Tromsø, Ed. O.E. Gjörff, K. Sakai, N. Banthia, E & FN Spon London und New York, Seiten 173-182.
- [126] Alexander, M.G., Magee, B.J. (1999), *Durability performance of concrete containing condensed silica fume*, Cement and Concrete Research, Vol. 29, Seiten 917-922.
- [127] Buenfeld, N.R., Okundi, E. (1998), *Effect of cement content on transport in concrete*, Magazine of Concrete Research, Vol. 50, Nr. 4, Seiten 339-351.
- [128] Schönlin, K. (1989), *Permeabilität als Kennwert der Dauerhaftigkeit von Beton*, Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie, Heft Nr. 8, Karlsruhe.
- [129] Parrot, L.J. (1996), *Water absorption, chloride ingress and reinforcement corrosion in cover concrete: some effects of cement and curing*, Corrosion of reinforcement in concrete construction, 4. Int. Symposium, Cambridge, Ed. C.L. Page, P.B. Bamforth, J.W. Figg, Seiten 146-155.
- [130] Hall, C. (1989), *Water sorptivity of mortars and concretes: a review*, Magazine of Concrete Research, Vol. 41, Nr. 147, Seiten 51-61.
- [131] Wong, S.F., Wee, T.H., Swaddiwudhipong, S., Lee, S.L. (2001), *Study of water movement in concrete*, Magazine of Concrete Research, Vol. 53, Nr. 3, Seiten 205-220.

-
- [132] Reinhardt, H.W., Hearn, N., Sosoro, M. (1997), *Transport properties of concrete*, Penetration and Permeability of Concrete, RILEM Report Nr. 16, Ed. H.W. Reinhardt, E&FN Spon, Thomson Professional, London, Seiten 213-264.
 - [133] Ngala, V.T., Page, C.L. (1997), *Effects of carbonation on pore structure and diffusional properties of hydrated cement pastes*, Cement and Concrete Research, Vol. 27, Seiten 995-1007.
 - [134] Thomas, M.D.A., Matthews, J.D., Haynes, C.A. (1990), *Chloride diffusion and reinforcement corrosion in marine exposed concretes containing pulverized-fuel ash*, Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction, 3. Int. Symposium, Warwickshire, Ed. C.L. Page, K.W.J. Treadaway, P.B. Bamforth, Seiten 198-212.
 - [135] Byfors, K. (1987), *Influence of silica fume and fly ash on chloride diffusion and pH values in cement paste*, Cement and Concrete Research, Vol. 17, Seiten 115-130.
 - [136] Maage, M., Helland, S., Carlsen, J.E. (1995), *Chloride penetration in high performance concrete exposed to marine environment*, Durability of High Performance Concrete, Proceedings International Workshop, Wien; Ed H. Sommer, RILEM Publications, Seiten 194-207.
 - [137] Mackechnie, J.R., Alexander, M.G. (2000), *Rapid chloride test comparisons*, Concrete International, May 2000, Seiten 40-45.
 - [138] Schiessl, P., Wiens, U. (1995), *Rapid determination of chloride diffusivity in concrete with blending agents*, Chloride penetration into concrete, Proceedings RILEM Workshop, St-Rémy-les-Chevreuse, Ed. L.O. Nilsson, J.P. Ollivier, Seiten 115-125.
 - [139] Dhira, R.K., El-Mohr, M.A.K., Dyer, T.D. (1997), *Developing chloride resisting concrete using PFA*, Cement and Concrete Research, Vol. 27, Nr. 11, Seiten 1633-1639.
 - [140] Polder, R., Peelen, W.H.A. (2002), *Characterisation of chloride transport and reinforcement corrosion in concrete under cyclic wetting and drying by electrical resistivity*, Cement and Concrete Research, Vol. 24, Seiten 427-435.
 - [141] Gjorv, O.E. (1995), *Effect of condensed silica fume on steel corrosion in concrete*, ACI Materials Journal, Vol. 92, Nr. 6, Seiten 591-597.
 - [142] Detwiler, R.J., Kjellsen, K.O., Kojundic, A.N., Fidjestol, P. (1998), *Evaluation of an 8-year-old silica fume concrete bridge deck overlay*, Concrete under severe conditions 2, Proceedings CONSEC '98, Tromsø, Ed. O.E. Gjörff, K. Sakai, N. Banthia, E & FN Spon London und New York, Seiten 114-122.
 - [143] Detwiler, R.J., Whiting, D.A., Lagergren, D.S. (1999), *Statistical approach to chloride ingress of chloride ions in silica fume concrete for bridge decks*, ACI Materials Journal, Vol. 96, Nr. 6, Seiten 670-675.
 - [144] Tang, L., Nilsson, L.O. (1991), *Chloride binding capacity, penetration and pore structures of blended cement pastes with slag and fly ash*, Blended cements in construction, Ed. R.N. Swamy, Elsevier Applied Science, London, Seiten 377-388.
 - [145] Molina, M. (1993), *Zerstörungsfreie Erfassung der gelösten Chloride im Beton*, Diss. ETH Nr. 10'315.
 - [146] Goltermann, P. (2002), *Smart structures - Integrated monitoring systems for durability assessment of concrete structures*, Brite/Euram III Project Nr. BRPR-CT98-0751, Project report.
 - [147] Bürchler, D. (1996), *Der elektrische Widerstand von zementösen Werkstoffen*, Diss. ETH Nr. 11'876.

- [148] Polder, R., Ketelaars, M.B.G. (1991), *Electrical resistance of blast furnace slag cement and ordinary portland cement concretes*, Blended cements in construction, Ed. R.N. Swamy, Elsevier Applied Science, London, Seiten 401-415.
- [149] Hunkeler, F. (1996), *The resistivity of pore water solution - a decisive parameter of rebar corrosion and repair methods*, Construction and Building Materials, Vol. 10, Nr.5, Seiten 381-389.
- [150] Basheer, P.A.M., Gilleece, P.R.V., Long, A.E., McCarter, W.J. (2002), *Monitoring electrical resistance of concretes containing alternative cementitious materials to assess their resistance to chloride penetration*, Cement & Concrete Composites, Vol. 24, Seiten 437-449.
- [151] McCarter, W.J., Chrisp, t.M., Starrs, G., Blewett, J. (2003), *Characterisation and monitoring of cement-based systems using intrinsic electrical property measurements*, Cement and Concrete Research, Vol. 33, Seiten 197-206.
- [152] McCarter, W.J., Chrisp, M. (2000), *Monitoring water and ionic penetration into cover-zone concrete*, ACI Materials Journal, Vol. 97, Nr. 6, Seiten 668-674.
- [153] Chrisp, T.M., McCarter, W.J., Starrs, G., Basheer, P.A.M., Blewett, J. (2002), *Depth-related variation in conductivity to study cover-zone concrete during wetting and drying*, Cement & Concrete Composites, Vol. 24, Seiten 415-426.
- [154] SIA 162/1 (1989), *Betonbauten – Materialprüfung*, Schweizer Norm SN 562 162/1, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein.
- [155] Jacobs, F.P. (1994), *Permeabilität und Porengefüge zementgebundener Werkstoffe*, Aedificatio Publishers, Fraunhofer IRB Verlag.
- [156] SIA 262/1 (2003), *Betonbau - Ergänzende Festlegungen*, Schweizer Norm SN 505 262/1, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein.
- [157] DIN 52617 (1987), *Bestimmung des Wasseraufnahmekoeffizienten von Baustoffen*, Deutsche Norm.
- [158] EN 13057 (2002), *Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken - Prüfverfahren - Bestimmung der kapillaren Wasseraufnahme*, Europäische Norm.
- [159] Parrott, L.J. (1996), *Water absorption, chloride ingress and reinforcement corrosion in cover concrete: some effects of cement and curing*, Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction, 4. Int. Symposium, Cambridge, Ed. C.L. Page, P.B. Bamforth, J.W. Figg, Seiten 146-155.
- [160] Theiler, F. (1988), *Chemische Umwelteinflüsse - Fassaden, Tunnel, Hallenbäder*, Einsatz von nicht rostenden Stählen im Bauwesen, SIA Dokumentation D 030, Seiten 57-60.
- [161] Hunkeler, F., Ungricht, H., Schiegg, Y. (2001), *Eignung zweier Inhibitoren (MFP und Sika FerroGard-903) zur Instandsetzung von chloridbelasteten Stahlbetonbauten*, ASTRA, Arbeitsgruppe Brückenforschung, Objektbezogener Forschungsauftrag, VSS-Bericht Nr. 554.
- [162] Khatib, J.M., Mangat, P.S. (2002), *Influence of high-temperature and low-humidity curing on chloride penetration in blended cement concrete*, Cement and Concrete Research, Vol. 32, Seiten 1743-1753.
- [163] Nielsen, E.P., Geiker, M.R. (2003), *Chloride diffusion in partially saturated cementitious material*, Cement and Concrete Research, Vol. 33, Seiten 133-138.

Lebenslauf

Personalien

Name: Heidi Ungricht
Geburtsdatum: 29. Juli 1961

Ausbildung und berufliche Tätigkeit

1968-1974	Primarschule in Zürich
1974-1976	Sekundarschule in Zürich
1976-1980	Mathematisch Naturwissenschaftliches Gymnasium in Zürich
1980	Maturität Typ C
1980-1981	Architekturstudium an der ETH in Zürich, 1. Vordiplom
1981-1985	Bauingenieurstudium an der ETH in Zürich
	Vertiefungsrichtungen Konstruktion und Materialtechnologie
1985	Schlussdiplom
01.02.1986 bis 30.04.1987	Institut für Baustatik und Konstruktion an der ETH Zürich Wissenschaftliche Mitarbeiterin bei Prof. Dr. H. Bachmann
01.06.1987 bis 31.01.1990	Emch + Berger Zürich AG Projektierung und Ausführung von Stahlbeton- und Stahlbauten, Umbauten und Instandsetzungen
01.07.1990 bis 31.10.1995	SKS Ingenieure AG, Zürich Leitende Projektierung und Ausführung von Stahlbeton-, Stahl- und Tiefbauten, Mitarbeit im Rahmen des Impulsprogramms IP Bau – Erhaltung und Erneuerung
1992/93 und 1995/96	Zürcher Hochschule Winterthur Lehrbeauftragte für Materialtechnologie, Abteilung Bauingenieurwesen
seit 01.11.1995	Technische Forschung und Beratung für Zement und Beton (TFB), Wildegg Angewandte Forschung und technische Beratung im Bereich der Dauerhaf- tigkeit von Stahl- und Spannbetonbauwerken
2000 bis 2004	Institut für Baustoffe, Werkstoffchemie und Korrosion an der ETH Zürich Wissenschaftliche Mitarbeiterin bei Prof. Dr. H. Böhni
2004	Abschluss der Doktorarbeit